



Mestrado em Engenharia Civil

---

# **ESTUDO DA RESPOSTA DA AREIA DE COIMBRA SOB CARREGAMENTO UNIAXIAL**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em  
Engenharia Civil - Especialização em Construção Urbana

**Autora**

**Mariana Pereira da Fonseca**

**Orientador**

**Prof. Doutor Luís Manuel Araújo Santos**

Professor do Departamento de Engenharia Civil  
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

**Coimbra, outubro, 2017**



Com amor, Mariana da Fonseca.  
(Martingança, 14 de junho de 2017)





## AGRADECIMENTOS

O ser humano é dotado de capacidades cognitivas que lhe permitem desenvolver competências. Aqui, faço o tributo às pessoas com quem tive o privilégio de adquirir conhecimentos científicos e intelectuais, pela experiência física e pela transmissão social, fundamentais para o meu desenvolvimento cognitivo e resiliência.

Em primeiro, honrar sempre os meus pais, Filomena e José, pelo amor incondicional e pela educação com exemplos de rigor, perfeccionismo e disciplina. Elogio todos os valores que me inculcaram e por fomentarem a minha procura pelo conhecimento. Muito obrigada pela oportunidade de poder estudar!

A minha homenagem a todos os profissionais e instituições de ensino que fizeram parte do meu percurso escolar e contribuíram na minha formação, à Escola do 1º Círculo da Martingança, à Escola Básica do 2º e 3º Ciclos de Pataias, à Escola Secundária Engenheiro Acácio Calazans Duarte, e ao Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.

Enalteço o professor Luís Santos, pelo profissionalismo e acompanhamento em todas as fases do meu trabalho académico. Agradeço a disponibilidade, os conselhos e os conhecimentos científicos que adquiri.

Cito o mérito do Carlos Renato, com quem tive a honra de aprender muitíssimo. E a quem sou grata pela amizade e pela imprescindível ajuda.

Valorizar a preciosa ajuda do António Amaral, os conselhos e a presença assídua no laboratório.

Agradeço à Elisabete, pela simpatia e cumplicidade. A minha gratidão pelo carinho e conforto que me deu durante as infinitas horas que passei no laboratório.

A minha sincera homenagem ao Celestino Aguiña, pela simplicidade, gentileza e engenho. Obrigada pelas peças que me permitiram realizar o trabalho experimental!

Agradeço ao Departamento de Engenharia Civil da FCTUC pela amabilidade em emprestar os pesos do equipamento, possibilitando aperfeiçoar o meu trabalho académico.

O meu tributo à minha família e amigos, pelo afeto e companheirismo, nunca me esqueço do papel fundamental que têm na construção da minha identidade. Distingo também o atletismo e todas as pessoas envolvidas, o equilíbrio e o espírito de sacrifício são cruciais para se atingirem todos os objetivos.

Muitíssimo obrigada a todos aqueles que fazem parte da minha história pessoal, seja na Martingança, em Canelas - Peso da Régua, ou em Coimbra.



## RESUMO

A areia de Coimbra é uma areia artificial extraída dos depósitos aluvionares nas margens do Rio Mondego. O seu estudo foi iniciado em 2008, e existem várias investigações sobre o seu comportamento, dado o interesse geotécnico que desperta a sua suscetibilidade à liquefação, dependente do estado inicial em que se encontra.

A compressibilidade dos solos tem um papel importante na Engenharia Geotécnica. Uma vez que a areia de Coimbra é o solo de fundação das construções existentes nas margens do Rio Mondego, é necessário conhecer os seus parâmetros geotécnicos e caracterizar o seu comportamento. Por se tratar de uma areia uniforme permite realizar vários ensaios sem problemas de segregação das partículas por tamanho.

O presente estudo sobre a areia de Coimbra incidiu na sua resposta sob um carregamento uniaxial, sendo avaliada a influência da tensão efetiva aplicada, da densidade relativa e do método de deposição da amostra no seu comportamento. Com a finalidade de replicar seis processos de deposição natural de areias foram reconstruídas amostras pelo método de “pluviação” seca, sedimentação em água e compactação húmida, com duas densidades relativas padrão plausíveis de encontrar a areia nos seus depósitos aluvionares (densidade relativa de 40% e 70%).

Os ensaios experimentais foram realizados com recurso ao equipamento edómetro, através de vários incrementos de carga, descarga e recarga verticais, permitindo determinar a sua variação volumétrica em função da tensão efetiva. A resposta da areia de Coimbra foi estudada até à tensão de 7260,78kPa e, posteriormente, foi determinada a quebra das partículas.

Finalizados os ensaios experimentais, a areia de Coimbra mostrou uma dependência do estado inicial em que se encontra, de tensão e densidade relativa, e apresenta ainda uma influência do método de deposição da amostra na fase de primeiro carregamento. Por fim, verificou-se que existe quebra das partículas durante o carregamento uniaxial da areia de Coimbra, porém pouco significativa nas alterações das suas propriedades físicas e mecânicas.

**Palavras-chave:** areia de Coimbra, ensaio edométrico, carregamento uniaxial, variação volumétrica, quebra das partículas.



## ABSTRACT

The Coimbra sand is an artificial sand existing in the alluvial deposits on the banks of the Mondego River. Its study was initiated in 2008, and there are several investigations about its behaviour, given the geotechnical interest that arouses from its susceptibility to suffer liquefaction – related phenomena.

The compressibility of soils is very important in Geotechnical Engineering. Being the foundation of buildings existing on the banks of Mondego River, it is necessary to know the geotechnical parameters of Coimbra sand and characterize its behaviour. As it's an uniform sand it allows to carry out several tests without problems of segregation of the particle by size.

In this study, the behaviour of Coimbra sand was studied under uniaxial loading, given special attention to the influence of the effective stress, the relative density and the sample preparation method. In order to replicate the natural depositional processes, samples were reconstituted by the dry pluviation, water sedimentation and the moist tamping methods, with two different relative density (40% and 70%).

The experimental tests were carried out with an oedometer equipment, through several increments of vertical load, unload and reload, allowing to determine its volumetric variation as a function of the effective stress. A maximum stress of 7260,78kPa was reached and the particle breakage was evaluated.

After the experimental programme, Coimbra sand showed a dependence on both the initial state (vertical effective stress and the relative density) and the method of samples preparation, specially in the first loading phase. Finally, it was verified that there is particles breakage during uniaxial compression of Coimbra sand, but, for the studied stress level, it does not produce significant changes of its physical and mechanical properties.

**Keywords:** Coimbra sand, oedometer tests, uniaxial loading, volumetric variation, particle breakage.



## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	V
RESUMO .....	VII
ABSTRACT .....	IX
ÍNDICE.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XV
ÍNDICE DE TABELAS .....	XIX
SIMBOLOGIA .....	XXI
ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS .....	XXV
1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento do tema .....	1
1.2. Objetivos e metodologia .....	2
1.3. Plano de ensaios .....	3
1.4. Estrutura da dissertação .....	4
2. Revisão Bibliográfica.....	7
2.1. Areias de Coimbra .....	7
2.1.1. Enquadramento do presente estudo.....	8
2.1.2. Caracterização fundamental .....	8
2.1.3. Caracterização avançada .....	9
2.2. Comportamento mecânico de areias .....	11
2.2.1. Permeabilidade .....	11
2.2.2. Resistência ao corte .....	13
2.2.3. Liquefação .....	15
2.3. Comportamento Uniaxial das Areias .....	18
2.3.1. Deformabilidade dos solos .....	18
2.3.2. Compressão uniaxial das areias.....	22
2.3.3. Resposta da areia ao carregamento uniaxial .....	23
2.3.4. Memória da história de tensões .....	26
2.3.4. Areia de Coimbra .....	27

---

2.4. Quebra das partículas .....	29
2.4.1. Métodos de quantificação da quebra das partículas .....	29
2.4.2. Alterações das propriedades físicas .....	32
2.4.3. Alterações das propriedades mecânicas.....	33
3. Areia de Coimbra.....	35
3.1. Preparação geral da amostra.....	35
3.2. Classificação granulométrica .....	36
3.3. Densidade das partículas sólidas .....	38
3.4. Índice de vazios de referência .....	39
3.4.1. Índice de vazios máximo .....	39
3.4.2. Índice de vazios mínimo.....	40
3.5. Densidade relativa .....	41
3.6. Considerações finais.....	42
4. Equipamentos e Técnicas de Ensaio.....	43
4.1. Equipamento de ensaio.....	43
4.1.1. Objetivo do ensaio .....	43
4.1.2. Constituintes do equipamento.....	43
4.1.3. Sistema de aquisição de dados.....	46
4.2. Técnicas de preparação da amostra .....	48
4.2.1. Método de deposição gravitacional em meio seco .....	48
4.2.2. Método de deposição gravitacional em água.....	57
4.2.3. Método de compactação húmida .....	60
4.3. Descrição do ensaio.....	64
4.3.1. Montagem do equipamento .....	64
4.3.2. Procedimento de ensaio .....	65
4.3.3. Escalões de carregamento.....	65
4.3.4. Duração do ensaio.....	67
4.4. Considerações finais.....	68
5. Resposta Sob Carregamento Uniaxial .....	69

---



---

5.1. Análise dos resultados .....	69
5.1.1. Método de deposição gravitacional em meio seco.....	71
5.1.2. Método de deposição gravitacional em água .....	79
5.1.3. Método compactação húmida.....	81
5.1.4. Considerações sobre os três métodos de preparação da amostra .....	82
5.2. Carregamento uniaxial da areia de Coimbra (Lote 1 e 2).....	85
5.3. Considerações finais .....	87
6. Quebra das Partículas .....	89
6.1. Recolha e processamento da amostra .....	89
6.2. Análise da quebra das partículas.....	90
6.3. Quantificação da quebra das partículas.....	91
6.3.1. Índices de quebra individuais .....	92
6.3.2. Índice de quebra global .....	94
6.4. Análise das alterações físicas e mecânicas .....	97
6.5. Considerações finais .....	100
7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	103
7.1. Conclusões principais .....	103
7.2. Trabalhos futuros .....	107
8. Referências Bibliográficas .....	109
ANEXOS .....	115



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Representação dos depósitos aluvionares, carta litológica de 1982 do Atlas do Ambiente Mondego (Araújo Santos et al., 2016).....	7
Figura 2.2 - Fotografia da areia de Coimbra: a) Comparação dos Lotes (Araújo Santos, 2015); b) Lote 2, em estudo nesta dissertação. ....	8
Figura 2.3 - Resultados dos ensaios de permeabilidade realizados para o Lote 2 da areia de Coimbra (adaptado de Araújo Santos et al. (2016)). ....	10
Figura 2.4 - Envolvente de Rotura para a resistência de pico e residual (Araújo Santos, 2015): a) $Dr=60\%$ ; b) $Dr=90\%$ . ....	10
Figura 2.5 - Fluxo de água através do solo (Head, 1994): a) caminho atual das partículas de água; b) linhas de fluxo ideais. ....	11
Figura 2.6 - Intervalos do coeficiente de permeabilidade para diferentes solos (adaptado de Casagrande e Fadum (1940)). ....	11
Figura 2.7 - Envolvente de Rotura de Mohr-Coulomb (Marques, 2011). ....	14
Figura 2.8 - Gráfico da tensão de tensão para a areia solta e densa (adaptada de Matos Fernandes (2006)). ....	14
Figura 2.9 - Limites de liquefação determinados por Tsuchida 1970 (Santos, 2009). ....	16
Figura 2.10 - Separação entre o solo liquefeito e o solo superficial (adaptada de Kramer (1996)). ....	17
Figura 2.11 - Modelo do assentamento de areias saturadas após a liquefação (Santos, 2009). ....	17
Figura 2.12 - Deformações por fluência lateral provocadas por liquefação (adaptada de Kramer (1996)). ....	18
Figura 2.13 - Modelo hidrodinâmico de Terzaghi (Taylor, 1948), adaptado de Head (1994). ....	19
Figura 2.14 - Resultado típico de um ensaio edométrico (adaptado de Schofield e Wroth, 1968). ....	22
Figura 2.15 - Resultados do ensaio de compressão unidimensional com recurso ao edómetro para areia (Coop e Lee, 1993). ....	23
Figura 2.16 - Gráfico da compressão unidimensional de uma areia uniforme e de uma areia bem graduada (adaptada de Nakata et al. (2001a)). ....	25
Figura 2.17 - Compressão unidimensional (adaptada de Uygur e Doven (2006)): a) areia no estado seco; b) areia no estado saturado. ....	26

Figura 2.18 – Compressão unidimensional de uma areia com escalões de carga, descarga e recarga (adaptada de Jovicic e Coop (1997)).	27
Figura 2.19 - Resultados da compressão unidimensional do Lote 1 da areia de Coimbra, com recurso ao edómetro (adaptada de McCormack (2010)).	27
Figura 2.20 - Curva de distribuição granulométrica do Lote 1 antes e depois do carregamento uniaxial (adaptada de McCormack (2010)).	28
Figura 2.21 - Resultados do ensaio de compressão unidimensional de amostras do Lote 1 com densidade relativa de 40% e 80% (Santos et al. (2012)).	28
Figura 2.22 - Métodos de quantificação da quebra das partículas (adaptada de Hardin (1985)): a) Método de Leslie (1963 e 1975); Marsal (1965); e Lee e Farhoomond (1967); b) Método de Marsal (1965).	31
Figura 2.23 - Método de Hardin (1985) (adaptada de Altuhafi e Coop (2011)).	32
Figura 2.24 - Influência da quebra das partículas na permeabilidade de uma areia (adaptada de Al Hattamleh et al. (2013)).	33
Figura 2.25 - Influência da quebra das partículas na resistência ao corte de uma areia (adaptada de Al Hattamleh et al. (2013)).	34
Figura 3.1 - Determinação da classificação granulométrica da areia de Coimbra: a) obtenção da amostra por esquarteamento; b) peneiração mecânica; c) resultados da análise granulométrica.	36
Figura 3.2 - Curva granulométrica da areia de Coimbra.	37
Figura 3.3 - Ensaio de determinação da densidade das partículas sólidas.	38
Figura 3.4 - Ensaio de determinação do índice de vazios máximo.	40
Figura 3.5 - Ensaio de determinação do índice de vazios mínimo: a) colocação da amostra com recurso a um funil; b) vibração do conjunto: molde, amostra e peso; c) limpeza do molde.	41
Figura 4.1 - Equipamento edómetro.	44
Figura 4.2 - Célula do edómetro.	45
Figura 4.3 - Constituintes do edómetro.	46
Figura 4.4 - Sistema de aquisição de dados: a) janela do software com a respetiva estação de realização do ensaio; b) janela de visualização do ensaio; c) suporte com micrómetro.	47
Figura 4.5 - Reta de calibração do transdutor de deslocamentos.	47
Figura 4.6 - Velocidade de queda das partículas (adaptado de Vaid e Negussey (1984)).	49
Figura 4.7 - Processo de preparação da amostra com densidade relativa de 40% pelo método de “pluviação” seca.	51

Figura 4.8 - Processo de preparação da amostra com densidade relativa de 70% pelo método de “pluviação” seca. ....	52
Figura 4.9 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pela técnica de “pluviação” seca. ....	55
Figura 4.10 - Procedimento de preparação da amostra com densidade relativa de 40% e 70% pelo método de sedimentação em água. ....	58
Figura 4.11 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pelo método de sedimentação em água. ....	60
Figura 4.12 - Procedimento de preparação da amostra pelo método de compactação húmida com uma densidade relativa de 40%. ....	62
Figura 4.13 - Procedimento de montagem da amostra com uma densidade relativa de 70% pelo método de compactação húmida. ....	63
Figura 4.14 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pelo método de compactação húmida. ....	64
Figura 4.15 - Procedimento de reforço da bancada: a) Ensaio com 32kg colocados na haste do edómetro; b) reforço da bancada do laboratório; c) colocação de contrapesos na bancada. ....	66
Figura 4.16 - Assentamento acumulado em função do tempo do ensaio PS40CD_1. ....	67
Figura 5.1 - Esquema explicativo das diferentes fases de carregamento do ensaio de compressão unidimensional. ....	70
Figura 5.2 - Variação da linha de compressão a 1000kPa para a areia Leighton Buzzard (adaptada de Been et al. (1991)). ....	71
Figura 5.3 - Resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial, preparada pelo método de “pluviação” seca. ....	72
Figura 5.4 - Resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial até 920,84kPa, preparadas pelo método de “pluviação” seca. ....	73
Figura 5.5 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial de amostras soltas com fase de recarga. ....	76
Figura 5.6 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial de amostras densas com fase de recarga. ....	76
Figura 5.7 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial com escalões de 24 horas. ....	77
Figura 5.8 - Carregamento uniaxial da areia de Coimbra até 7260,78kPa, preparada por “pluviação” seca. ....	78

---

Figura 5.9 - Amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca com a máxima tensão aplicada de 7260,78kPa: a) densidade relativa de 40%; b) densidade relativa de 70%.....	79
Figura 5.10 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial preparada pelo método de sedimentação em água.....	79
Figura 5.11 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial preparada pelo método de compactação húmida. ....	81
Figura 5.12 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial até 7260,78kPa, preparada pelas três técnicas de preparação de amostras.....	82
Figura 5.13 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial até 7260,78kPa, de amostras soltas preparada pelas três técnicas de preparação de amostras. ....	83
Figura 5.14 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial até 7260,78kPa, de amostras densas preparada pelas três técnicas de preparação de amostras.....	84
Figura 5.15 - Resposta do Lote 1 e 2 da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial.....	86
Figura 6.1 - Processo de recolha da amostra saturada: a) recolha da amostra para o peneiro n.º 200; b) secagem em estufa; c) arrefecimento da amostra no exsicador.....	90
Figura 6.2 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas em função da tensão efetiva vertical atingida: a) 920,84kPa; b) 1826,54kPa; c) 7260,78kPa.....	90
Figura 6.3 - Quebra relativa da areia de Coimbra por aplicação do método de Hardin (1985). ....	96
Figura 6.4 - Permeabilidade do Lote 2: a) coeficiente de permeabilidade em função da densidade relativa; b) índice de vazios em função do coeficiente de permeabilidade.....	99

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Resumo dos ensaios laboratoriais.....	3
Tabela 2.1 - Resumo dos ensaios realizados para a areia de Coimbra. ....	8
Tabela 2.2 - Elementos presentes nos dois Lotes de areia de Coimbra (Araújo Santos, 2015). 9	
Tabela 2.3 - Identificação da areia de Coimbra (Araújo Santos, 2015). ....	9
Tabela 3.1 - Resumo das características do Lote 2 da areia de Coimbra. ....	42
Tabela 4.1 - Deslocamento vertical em função do tempo, ensaio PS40CD_1.....	67
Tabela 5.1 - Densidade relativa dos ensaios apresentados na Figura 5.4.....	74
Tabela 5.2 - Índices de compressibilidade, expansibilidade e recompressibilidade das amostras carregadas unidimensionalmente até 920,84kPa. ....	75
Tabela 5.3 - Índices de compressibilidade e expansibilidade das amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca e ensaiadas até 7260,78kPa.....	78
Tabela 5.4 - Índice de compressibilidade e expansibilidade das amostras preparadas pelo método de sedimentação em água. ....	80
Tabela 5.5 - Índices de compressibilidade e expansibilidade das amostras preparadas pelo método de compactação húmida.....	82
Tabela 5.6 - Intervalos dos índices de compressibilidade e expansibilidade para as três técnicas de preparação com dois estados diferentes.....	85
Tabela 6.1 - Índices de quebra individuais para amostras reconstituídas pelo método de “pluviação” seca. ....	92
Tabela 6.2 - Índices de quebra individuais para amostras ensaiadas até à tensão efetiva vertical de 7260,78kPa. ....	93
Tabela 6.3 - Índices de quebra individuais do Lote 1.....	94
Tabela 6.4 - Resumo da quebra relativa, método de Hardin (1985).....	95
Tabela 6.5 - Coeficientes de uniformidade das amostras ensaiadas.....	97
Tabela 6.6 - Coeficiente de curvatura das amostras ensaiadas.....	98





## SIMBOLOGIA

### Gregas Maiúsculas

$\Delta e$	variação do índice de vazios
$\phi'$	ângulo de resistência ao corte

### Gregas Minúsculas

$\gamma_w$	peso volúmico da água (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_d$	peso volúmico seco (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{d,min}$	peso volúmico seco mínimo (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{d,máx}$	peso volúmico seco máximo (kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	tensão total (kPa)
$\sigma'$	tensão efetiva (kPa)
$\sigma_v$	tensão total vertical (kPa)
$\sigma'_i$	tensão efetiva inicial (kPa)
$\sigma'_f$	tensão efetiva final (kPa)
$\tau$	tensão de corte
$\tau_p$	tensão de corte de pico
$\tau_r$	tensão de corte residual

### Latinas Maiúsculas

$B_{10}$	índice de quebra 10
$B_{15}$	índice de quebra 15
$B_{50}$	índice de quebra 50
$B_p$	quebra potencial
$B_r$	quebra relativa
$B_t$	quebra total
$C_1$	constante de Hazen
$C_c$	coeficiente de curvatura

---

$C_c$	índice de compressibilidade
$C_e$	índice de expansibilidade
$C_r$	índice de recompressibilidade
$C_U$	coeficiente de uniformidade
$D_r$	densidade relativa
$D_{10}$	diâmetro das partículas correspondente a 10% de passados
$D_{20}$	diâmetro das partículas correspondente a 20% de passados
$D_{30}$	diâmetro das partículas correspondente a 30% de passados
$D_{50}$	diâmetro das partículas correspondente a 50% de passados
$D_{60}$	diâmetro das partículas correspondente a 60% de passados
$D_{10}^f$	diâmetro efetivo depois da quebra das partículas
$D_{10}^i$	diâmetro efetivo antes da quebra das partículas
$D_{15}^f$	diâmetro depois da quebra das partículas
$D_{15}^i$	diâmetro antes da quebra das partículas
$D_{50}^f$	diâmetro depois da quebra das partículas
$D_{50}^i$	diâmetro antes da quebra das partículas
$E(C_U)$	constante da fórmula de Chapuis (2004) dependente de $E$ e $g(C_U)$
$E$	constante da fórmula de $E(C_U)$ , Chapuis (2004)
$G$	densidade das partículas sólidas
$K$	fator de correção da temperatura, tabela NP-83
$V$	velocidade de percolação (m/s)

### Latinas Minúsculas

$c'$	coesão
$d_{20}^{t_x}$	densidade das partículas à temperatura $t_x$
$d_4^{t_1}$	densidade relativa da água à temperatura $t_1$
$d_4^{t_x}$	densidade relativa da água à temperatura $t_x$
$e$	índice de vazios

---

---

$e_i$	índice de vazios inicial
$e_f$	índice de vazios final
$e_{máx}$	índice de vazios máximo
$e_{mín}$	índice de vazios mínimo
$g(C_U)$	constante da fórmula de $E(C_U)$ , Chapuis (2004)
$i$	gradiente hidráulico
$k$	coeficiente de permeabilidade (cm/s ou m/s)
$m_1$	massa do picnómetro vazio (g)
$m_2$	massa do picnómetro cheio de água à temperatura $t_1$ (g)
$m_3$	massa do picnómetro cheio de água destilada (g)
$m_4$	massa da amostra seca em estufa (g)
$m_5$	massa do picnómetro com a amostra e a água destilada (g)
$t_1$	temperatura da água (°C)
$t_x$	temperatura do conteúdo do picnómetro (°C)



## ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BS	<i>British Standard</i>
DEM	Método dos Elementos Discretos
E	Especificação
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
GDS	Global Distribution System
ISEC	Instituto Superior de Engenharia de Coimbra
IST	Instituto Superior Técnico
LCV	Linha de Compressão Virgem
LEC	Linha de Estado Crítico
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<i>NCL</i>	<i>Normal Compression Line</i>
NP	Norma Portuguesa
<i>OCR</i>	<i>Over Consolidation Ratio</i> (Grau de Sobreconsolidação)
POM	Polioximetileno
PVC	Policloreto de Vinilo
PS	“Pluviação” Seca
SA	Sedimentação em Água
CH	Compactação Húmida
CD	Carga e Descarga
CDR	Carga, Descarga e Recarga



## 1. Introdução

O estudo do comportamento de solos em laboratório está na génese da Mecânica dos Solos. Atualmente, apesar do uso generalizado de ferramentas numéricas, a investigação laboratorial mantém um lugar de destaque, são necessários resultados experimentais de qualidade para se conseguir a formulação e calibração de modelos teóricos do comportamento dos solos.

Neste primeiro capítulo é feito um enquadramento do tema em estudo nesta dissertação, explicando-se também os objetivos e as metodologias do trabalho desenvolvido. Por fim, apresenta-se uma breve descrição da estrutura do documento e dos conteúdos abordados nos capítulos subsequentes.

### 1.1. Enquadramento do tema

A areia de Coimbra é uma areia artificial existente nos depósitos aluvionares nas margens do Rio Mondego, a jusante e na região de Coimbra. Esta areia local tem suscitado interesse de vários investigadores, uma vez que está referenciada como sendo suscetível à liquefação, tendo já sido documentada a ocorrência deste fenómeno em Portugal no decorrer do sismo de 1755 em Lisboa (Jorge e Vieira, 1997; Jorge e Coelho, 1998).

O estudo da areia de Coimbra foi iniciado em 2008, estando inserido no projeto de investigação “Ferramentas para Dimensionamento Baseado no Desempenho em Maciços Suscetíveis à Liquefação” (Projeto FCT PTDC/ECM/103220/2008) findo em 2013, que contou com a cooperação de três instituições nacionais, a Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra (FCTUC), a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e o Instituto Superior Técnico (IST). Os primeiros resultados foram publicados por Santos (2009), tendo já sido alvo de investigações por parte de instituições internacionais, tais como o Imperial College London (McCormack, 2010).

A areia de Coimbra está presente no solo de fundação das estruturas situadas nas margens do Rio Mondego, sendo de extremo interesse a sua caracterização a fim de dotar a comunidade de ferramentas adequadas para o correto dimensionamento geotécnico de obras. Apesar de esta ser uma areia local, as ferramentas podem ser aplicadas em depósitos arenosos em Portugal ou no mundo, uma vez que os seus parâmetros geotécnicos são plausíveis de serem aplicados em outros depósitos arenosos desde que feitas as corretas adaptações. Relativamente à sua aplicabilidade, esta areia é uma areia uniforme que permite realizar inúmeros ensaios laboratoriais sem problemas de segregação associados aos tamanhos das partículas.

O estado inicial de uma areia, isto é, a densidade relativa e a tensão de confinamento, definem a suscetibilidade de ocorrência ou não de liquefação, tendo uma influência direta nos danos que daí advêm. A resposta da areia sob um carregamento uniaxial, ou seja, em condições de deformação radial nula, é imediata e corresponde aos carregamentos que geralmente acontecem em maciços com superfície horizontal (Ishihara, 1996). Assim, pode fazer-se uma analogia

entre o seu comportamento em laboratório e *in situ*, já que estes repercutem o comportamento típico do solo em obra.

## 1.2. Objetivos e metodologia

O objetivo principal desta dissertação, como o próprio nome indica é o estudo do comportamento da areia de Coimbra quando sujeita a um carregamento uniaxial. Com a realização desta dissertação pretende-se analisar a compressibilidade da areia, tendo especial atenção não só à sua resposta em termos de variação volumétrica em função da tensão aplicada, mas também a influência de fatores como a densidade relativa e o método de preparação da amostra, através dos quais se pretende replicar as condições e os processos de deposição natural do solo. Além disso, pretende-se verificar as consequentes alterações que sucedem deste tipo de carregamento unidimensional, como a quebra das partículas.

No decurso do estudo da resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial, tenciona-se dar continuidade à caracterização desta areia artificial e alargar o espectro de informações disponíveis sobre o seu comportamento característico. Para tal, pretende-se desenvolver um estudo fundamentado através da realização de ensaios laboratoriais rigorosos.

Para alcançar os objetivos que se propõem, destacam-se quatro fatores chaves, mencionados nos seguintes parágrafos:

- inicialmente, antes de realizar os procedimentos experimentais relativos à compressibilidade da areia, pretende-se caracterizar a areia de Coimbra com recurso a ensaios de identificação do solo;
- numa segunda fase, é necessário adaptar os procedimentos de preparação de amostras reconstituídas comumente utilizados, tornando-os possíveis de reproduzir no equipamento de ensaio. Estes métodos de preparação têm como finalidade preparar amostras por três técnicas distintas para dois estados de solo diferentes, um estado mais solto e outro mais denso, fazendo um paralelismo entre as densidades relativas plausíveis de serem encontradas *in situ*;
- numa terceira fase, serão realizados os ensaios experimentais de carregamento unidimensional da areia de Coimbra, com a finalidade de estudar a sua variação volumétrica sob condições de deformação radial nula em função da tensão aplicada, e aprofundar a interferência do método de preparação da amostra e da densidade relativa no seu comportamento. Este procedimento experimental é efetuado com recurso ao equipamento edómetro para todas as amostras;
- após a realização dos ensaios laboratoriais, propõe-se estudar a quebra das partículas através da aplicação de vários métodos de quantificação e, posteriormente, evidenciar possíveis consequências desta alteração do solo.



### 1.3. Plano de ensaios

No decorrer desta dissertação foram realizados vinte e seis ensaios com a finalidade de estudar o efeito dos métodos de preparação de amostras e da densidade relativa na resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial. Na Tabela 1.1 encontra-se o resumo de todos os ensaios realizados e as suas respetivas características. Dos vinte e seis ensaios realizados, dezasseis têm uma densidade relativa padrão de 40%, cujo valor médio é 39,47% com um desvio padrão de 1,93%. Por sua vez, para a densidade relativa padrão de 70%, a média dos dez ensaios realizados é 70,43% e o seu desvio padrão é 2,81%.

Tabela 1.1 - Resumo dos ensaios laboratoriais.

Ensaio	Método de preparação da amostra	Data de realização do ensaio	Densidade relativa (%)	Índice de vazios	Tempo por escalão (horas)	Tensão máxima atingida (kPa)	Condição do ensaio	Designação do ensaio
1	"Pluviação" Seca	19/05/2016	40,43	0,785	24	71,74	Seco	PS40CD_1
2	"Pluviação" Seca	08/06/2016	40,67	0,784	1	920,84	Seco	PS40CD_2
3	"Pluviação" Seca	30/05/2016	36,84	0,800	2	920,84	Seco	PS40CD_3
4	"Pluviação" Seca	06/06/2016	39,95	0,787	2	920,84	Seco	PS40CD_4
5	"Pluviação" Seca	13/06/2016	35,17	0,807	2	920,84	Seco	PS40CD_5
6	"Pluviação" Seca	15/06/2016	42,82	0,775	2	920,84	Seco	PS40CD_6
7	"Pluviação" Seca	20/06/2016	40,19	0,786	2	920,84	Seco	PS40CDR_1
8	"Pluviação" Seca	22/06/2016	36,60	0,801	2	920,84	Seco	PS40CDR_2
9	"Pluviação" Seca	05/07/2016	38,04	0,795	2	1826,54*	Seco	PS40CDR_3
10	"Pluviação" Seca	11/07/2016	41,15	0,782	2	7260,78	Seco	PS40CD_7
11	"Pluviação" Seca	16/01/2017	38,76	0,792	24	920,84	Seco	PS40CDR_4
12	"Pluviação" Seca	27/06/2016	68,18	0,669	2	920,84	Seco	PS70CD_1
13	"Pluviação" Seca	29/06/2016	72,73	0,650	2	920,84	Seco	PS70CD_2
14	"Pluviação" Seca	18/07/2016	65,79	0,679	2	1826,54*	Seco	PS70CDR_1
15	"Pluviação" Seca	20/07/2016	74,64	0,642	2	1826,54*	Seco	PS70CDR_2
16	"Pluviação" Seca	25/07/2016	68,18	0,669	2	1826,54*	Seco	PS70CDR_3
17	"Pluviação" Seca	13/07/2016	74,40	0,643	2	7260,78	Seco	PS70CD_3
18	Sedimentação em Água	05/09/2016	40,19	0,786	2	7260,78	Saturado	SA40CD_1
19	Sedimentação em Água	12/09/2016	40,19	0,786	2	7260,78	Saturado	SA40CD_2
20	Sedimentação em Água	19/09/2016	40,19	0,786	2	7260,78	Saturado	SA40CD_3
21	Sedimentação em Água	28/09/2016	70,10	0,661	2	7260,78	Saturado	SA70CD_1
22	Sedimentação em Água	11/10/2016	70,10	0,661	2	7260,78	Saturado	SA70CD_2
23	Compactação Húmida	07/09/2016	40,19	0,786	2	7260,78	Saturado	CH40CD_1
24	Compactação Húmida	16/09/2016	40,19	0,786	2	7260,78	Saturado	CH40CD_2
25	Compactação Húmida	26/09/2016	70,10	0,661	2	7260,78	Saturado	CH70CD_1
26	Compactação Húmida	03/10/2016	70,10	0,661	2	7260,78	Saturado	CH70CD_2

\* valor atingido exclusivamente na fase de recarga

Na Tabela 1.1 é apresentada uma designação para cada ensaio realizado, sendo, doravante, os ensaios citados de acordo com esta terminologia de modo a facilitar a sua identificação nos restantes capítulos da dissertação. Esta nomenclatura pré-definida tem por base três princípios fundamentais, as duas primeiras iniciais dizem respeito ao método de preparação da amostra (em que, PS é o método de “pluviação” seca, SA de sedimentação em água, e CH de compactação húmida), os dois números subsequentes são referentes à densidade relativa padrão (em que 40 corresponde à densidade relativa de 40% e 70 à densidade relativa de 70%) e as restantes letras referem-se às fases de carregamento realizadas durante o ensaio (em que C é relativo aos escalões de primeiro carregamento, D refere-se aos escalões de descarga, e R é

referente aos escalões de recarga). Por fim, o último número corresponde unicamente a uma numeração a fim de distinguir a repetição de ensaios com o mesmo método de preparação, a mesma densidade relativa e as mesmas fases de carregamento. Note-se que o termo “pluviação”, embora não exista na língua portuguesa, é comumente utilizado em vez de processo de deposição gravitacional.

#### **1.4. Estrutura da dissertação**

A estrutura desta dissertação encontra-se organizada em sete capítulos referentes aos vários conteúdos abordados, um capítulo com a listagem das referências bibliográficas utilizadas na elaboração deste trabalho e oito anexos que completam as temáticas abordadas. Nos parágrafos seguintes é feita uma descrição sucinta dos diferentes assuntos expostos em cada capítulo.

O presente capítulo, capítulo 1, diz respeito ao enquadramento do trabalho, aos seus objetivos e à organização do mesmo. É apresentado o ponto de partida da dissertação e uma breve descrição da sua motivação visando o seu contexto geral. É ainda descrito o plano dos ensaios laboratoriais realizados e a estrutura da dissertação.

No segundo capítulo, são apresentadas informações teóricas relevantes ao tema em estudo, resultado da pesquisa realizada. Este é uma síntese de conceitos importantes para se proceder à posterior análise e melhor compreensão do trabalho desenvolvido na dissertação, sobre as temáticas: areia de Coimbra, carregamento uniaxial de areias e a quebra das partículas.

O capítulo 3, denominado de areia de Coimbra, resume-se à caracterização física da areia através da realização de ensaios de identificação, neste são apresentados os procedimentos e ensaios realizados, bem como os respetivos resultados obtidos.

No capítulo 4, são referidos os equipamentos e técnicas de ensaio utilizados nos procedimentos laboratoriais. São documentados todos os materiais e procedimentos desenvolvidos na realização do ensaio e dos métodos de preparação de amostras com densidades relativas distintas.

No capítulo 5, são apresentados os resultados dos ensaios de carregamento uniaxial da areia de Coimbra para os diferentes métodos de preparação da amostra e para as densidades relativas de 40% e 70%. É analisada a resposta da areia sob um carregamento unidimensional confinado e comparada a sua resposta com outros dados já conhecidos.

No capítulo 6, aborda-se a temática da quebra das partículas e determina-se a sua quantificação através da aplicação de vários métodos, recorrendo sempre à análise da curva granulométrica. É realizada a comparação entre os resultados obtidos para os diferentes métodos de preparação da amostra e para as diferentes densidades relativas iniciais. Por fim, são ainda analisadas as posteriores alterações no comportamento da areia de Coimbra provocada pela quebra das partículas.

O capítulo 7 é dedicado às considerações finais e aos desenvolvimentos futuros realizáveis sobre este tema. Neste são sintetizadas as conclusões obtidas nos capítulos 5 e 6, e são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, nos últimos dois capítulos encontram-se as referências bibliográficas e os respectivos anexos da dissertação.



## 2. Revisão Bibliográfica

A areia de Coimbra tem vindo a ser caracterizada desde 2008, tendo os estudos realizados dado origem a vários trabalhos académicos e artigos científicos. Neste capítulo é apresentado um vasto conjunto de características já determinadas em alguns destes estudos anteriores. Adicionalmente, são também referidos fundamentos teóricos necessários para a posterior compreensão deste estudo, sobre o carregamento uniaxial da areia de Coimbra.

### 2.1. Areias de Coimbra

A areia de Coimbra é uma areia artificial proveniente dos depósitos aluvionares existentes nas margens do Rio Mondego. Na Figura 2.1 são apresentados os depósitos aluvionares existentes, e assinalados os dois locais onde já foi realizada a extração de areia. A areia recolhida na Quinta da Portela, em Coimbra, é denominada de Lote 1 ou areia de montante, tendo os primeiros resultados sido publicados por Santos (2009). Por sua vez, a areia proveniente do estuário do Rio Mondego, na Figueira da Foz, foi designada de Lote 2 ou areia de jusante e o seu estudo foi iniciado por Araújo Santos (2015).

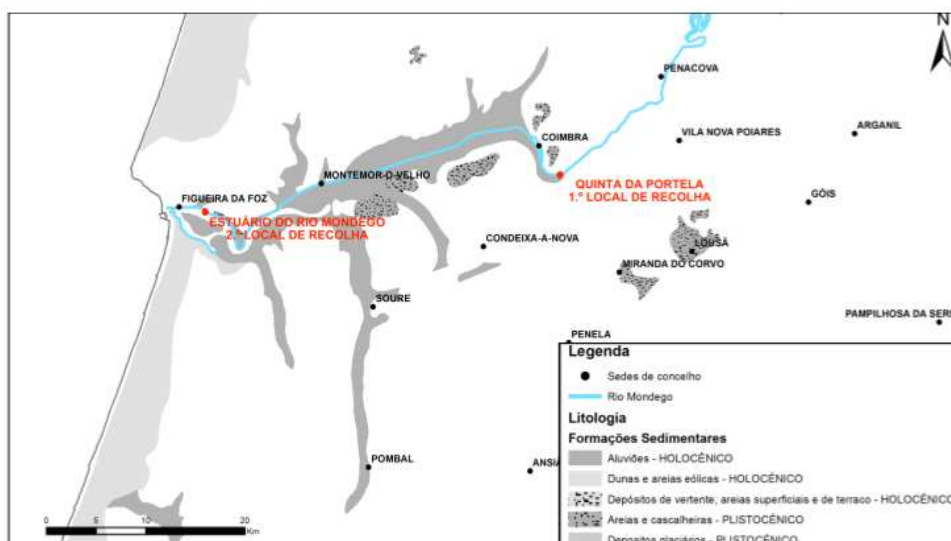


Figura 2.1 - Representação dos depósitos aluvionares, carta litológica de 1982 do Atlas do Ambiente Mondego (Araújo Santos et al., 2016).

Os Lotes 1 e 2 da areia de Coimbra têm características diferentes. Na Figura 2.2a) é apresentada uma fotografia onde é visível a diferença de tonalidade entre ambos os lotes desta areia artificial local, tendo o Lote 1 uma tonalidade mais clara. O Lote 2 da areia de Coimbra, em estudo nesta dissertação, é apresentada na Figura 2.2b).



Figura 2.2 - Fotografia da areia de Coimbra: a) Comparação dos Lotes (Araújo Santos, 2015); b) Lote 2, em estudo nesta dissertação.

### 2.1.1. Enquadramento do presente estudo

A areia de Coimbra tem sido foco de vários estudos em instituições nacionais e internacionais. Na Tabela 2.1 estão apresentados os estudos já realizados para avaliar o seu comportamento, sendo mais amplo o espectro de informações para o Lote 1.

Tabela 2.1 - Resumo dos ensaios realizados para a areia de Coimbra.

	Areia de Coimbra	
	Lote 1	Lote 2
Comportamento monotónico em condições drenadas	X	
Comportamento monotónico em condições não drenadas	X	X
Comportamento sob ações cíclicas em condições drenadas	X	
Comportamento sob ações cíclicas em condições não drenadas	X	X
Compressão uniaxial	X	
Comportamento para muito pequenas deformações	X	X

O carregamento uniaxial do Lote 2 da areia de Coimbra ainda não foi avaliado, tendo sido apenas realizado o estudo deste comportamento para o Lote 1. McCormack (2010) estudou o comportamento da areia de Coimbra de montante sob um carregamento uniaxial, mas não desenvolveu um estudo pormenorizado e sistemático deste comportamento e da respetiva quantificação de quebra das partículas.

### 2.1.2. Caracterização fundamental

A areia de Coimbra em estudo nesta dissertação foi apresentada na Figura 2.2, onde é visível que este lote de areia é ligeiramente mais escuro que o Lote 1, facto que se deve à diferente quantidade de quartzo presente nos dois lotes. Em seguida, é referida a caracterização detalhada do Lote 2 relativamente à composição mineralógica e química, e à morfologia das partículas.

### 2.1.2.1. Composição mineralógica

A composição mineralógica da areia de Coimbra proveniente do estuário do Rio Mondego, na Figueira da Foz, é predominantemente constituída por quartzo. Esta tem na sua composição uma fraca proporção de Feldspatos K e micas, apresentando ainda vestígios de Feldspatos Na. (Araújo Santos, 2015).

### 2.1.2.2. Composição química

A composição química do Lote 2 da areia de Coimbra é constituída maioritariamente por 88% do seu peso em sílica, 5% de alumina, 1,5% de óxido de cálcio e 2,7% de óxido de potássio (Araújo Santos, 2015). Na Tabela 2.2 encontram-se descritos todos os elementos presentes na composição química de ambos os lotes.

Tabela 2.2 - Elementos presentes nos dois Lotes de areia de Coimbra (Araújo Santos, 2015).

Amostra		Elementos presentes									
		SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	MnO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>
Lote 2	Teor	88	5,0	0,48	1,5	<0,5	0,69	2,7	<0,3	<0,3	<0,3
	Erro	±2	±0,2	±0,03	±0,2	a	±0,05	±0,5	a	a	a
Lote 1	Teor	98	1,0	0,20	<0,5	<0,5	<0,5	0,50	<0,3	<0,3	<0,3
	Erro	±2	0,2	±0,02	a	a	a	±0,05	a	a	a

Legenda: a) limite de quantificação

### 2.1.2.3. Morfologia das partículas

O segundo lote de areia de Coimbra é constituído, maioritariamente, por partículas arredondadas (Araújo Santos et al., 2016), tendo esta classificação sido obtida com recurso aos conceitos de esfericidade e circularidade, cuja a abordagem não se enquadra no âmbito da presente dissertação.

### 2.1.2.4. Identificação do solo

Na Tabela 2.3 é apresentado o conjunto de resultados da caracterização do Lote 2 da areia de Coimbra, determinados em estudos anteriores através de ensaios de identificação do solo.

Tabela 2.3 - Identificação da areia de Coimbra (Araújo Santos, 2015).

	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	G	e <sub>máx</sub>	e <sub>mín</sub>
Araújo Santos (2015)	0,180	0,290	1,78	1,00	2,64	0,960	0,550

### 2.1.3. Caracterização avançada

O comportamento do Lote 2 da areia de Coimbra já foi estudado relativamente à sua permeabilidade e resistência ao corte, apresentando-se em seguida a descrição do seu comportamento mecânico.

## 2.1.3.1. Permeabilidade

A areia de Coimbra de jusante tem um coeficiente de permeabilidade de cerca de  $10^{-4}$  m/s. Na Figura 2.3 estão expostos os resultados dos ensaios realizados por Araújo Santos et al. (2016) com recurso ao permeâmetro de carga constante e com densidades relativas de 40, 50, e 70%. Na Figura 2.3a) é apresentado o gráfico da variação do coeficiente de permeabilidade em função da densidade relativa, onde é visível que, quanto maior é a densidade relativa, menor é a sua permeabilidade. A Figura 2.3b) ilustra uma variação idêntica, mas em função do índice de vazios: quanto maior o índice de vazios, maior é o valor do coeficiente de permeabilidade.

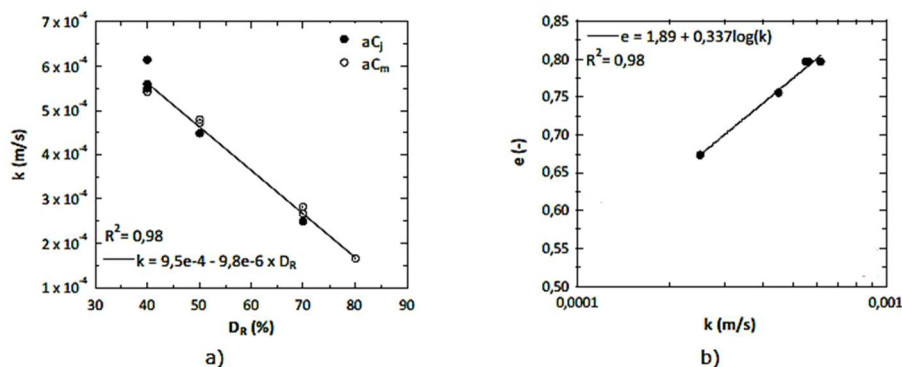


Figura 2.3 - Resultados dos ensaios de permeabilidade realizados para o Lote 2 da areia de Coimbra (adaptado de Araújo Santos et al. (2016)).

## 2.1.3.2. Resistência ao corte

Na Figura 2.4 é apresentada a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para a tensão de pico e para a tensão residual de amostras do Lote 2, com densidades relativas de 60% e 90%. Os ângulos de resistência ao corte obtidos para a tensão de pico variam entre  $39^\circ$  e  $43^\circ$ , para a densidade relativa de 60 e 90%, respetivamente. O valor do ângulo de resistência ao corte para a tensão residual é  $36^\circ$  para a amostra com densidade relativa de 60%, e  $37^\circ$  para a amostra com densidade relativa de 90% (Araújo Santos, 2015). Como era expectável, as amostras apresentam valores do ângulo de resistência ao corte residual idênticos, enquanto que os valores dos ângulos de resistência ao corte de pico refletem a diferença entre as densidades relativas das amostras.

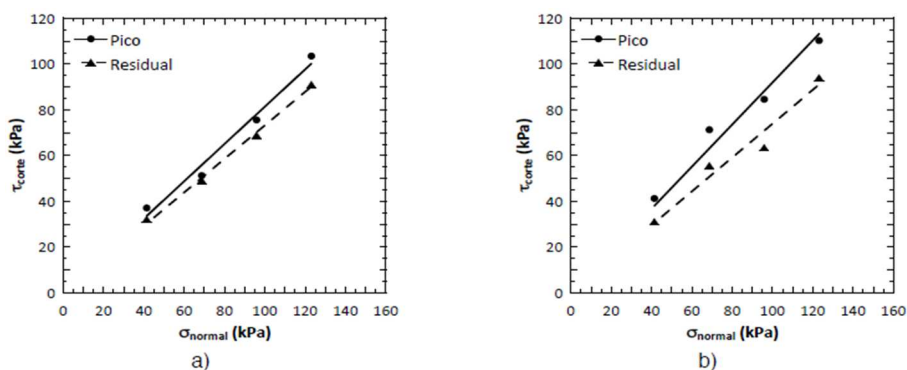


Figura 2.4 - Envolvente de Rotura para a resistência de pico e residual (Araújo Santos, 2015):  
a)  $D_r=60\%$ ; b)  $D_r=90\%$ .



## 2.2. Comportamento mecânico de areias

Na presente secção, é feita uma revisão bibliográfica sobre o comportamento mecânico de areias, abordando os conceitos de permeabilidade, resistência ao corte e liquefação.

### 2.2.1. Permeabilidade

A permeabilidade de um solo é uma característica que traduz a maior ou menor facilidade à percolação de água através dos vazios. Na Figura 2.5a) é apresentado um esquema elucidativo do caminho percorrido pela água num esqueleto de solo. A maior ou menor permeabilidade de um solo é avaliada com recurso ao coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

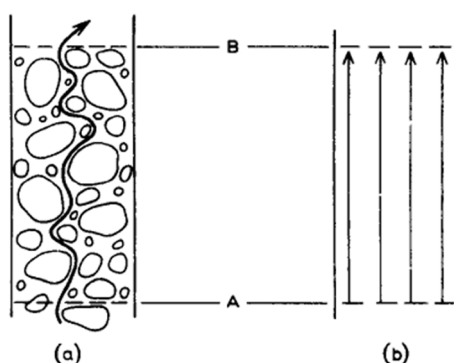


Figura 2.5 - Fluxo de água através do solo (Head, 1994): a) caminho atual das partículas de água; b) linhas de fluxo ideais.

O fluxo de água que atravessa um solo arenoso segue a Lei de Darcy, que estabelece que a velocidade de percolação ( $V$  em m/s) é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico ( $i$ ) e ao coeficiente de permeabilidade ( $k$  em m/s), traduzida na equação (2.1). A Lei de Darcy assume que o fluxo de água que atravessa o solo é laminar, tal como apresentado na Figura 2.5b), em que as trajetórias das linhas do fluxo de água não se cortam. Note-se que esta condição é idealizada para a maioria dos esqueletos de solo.

$$V = k \cdot i \quad (2.1)$$

Sendo uma propriedade intrínseca de cada solo, Casagrande e Fadum (1940) propuseram intervalos típicos para os valores do coeficiente de permeabilidade de vários solos, que se apresentam na Figura 2.6.

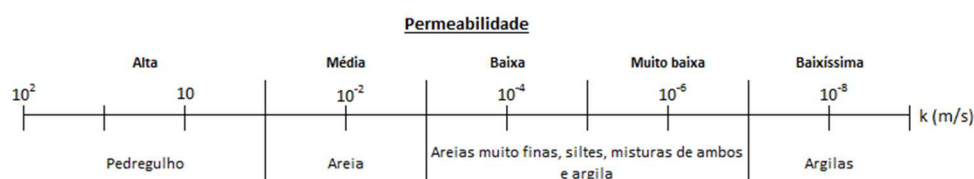


Figura 2.6 - Intervalos do coeficiente de permeabilidade para diferentes solos (adaptado de Casagrande e Fadum (1940)).

A permeabilidade de um solo é condicionada pelas suas propriedades físicas, como o índice de vazios e a sua densidade relativa. O coeficiente de permeabilidade diminui à medida que os vazios do solo diminuem ou que a sua densidade relativa aumenta. Como ilustra a Figura 2.3, em que a areia de Coimbra exibe um comportamento idêntico.

Num esqueleto de solo, o tamanho, a forma e a disposição das partículas também influenciam a sua capacidade em permitir a passagem de um fluxo de água. Esqueletos de solo com partículas pequenas têm normalmente valores de coeficiente de permeabilidade mais baixos. Também a forma das partículas afeta os seus arranjos. Quanto mais angulares forem os grãos, menores serão os vazios e, conseqüentemente, menor é o seu coeficiente de permeabilidade. Relativamente à distribuição granulométrica, os solos uniformes têm uma permeabilidade mais elevada do que os solos bem graduados. Os solos uniformes têm partículas com tamanhos mais próximos e, conseqüentemente, os seus vazios não são preenchidos por partículas de menores dimensões.

O coeficiente de permeabilidade de areias pode ser determinado com recurso ao ensaio laboratorial do permeâmetro de carga constante ou, na falta de ensaios, previsto através de expressões semiempíricas que relacionam o coeficiente de permeabilidade com parâmetros característicos do solo.

Hazen (1930) propôs a primeira expressão para a determinação do coeficiente de permeabilidade em areias uniformes, baseada no diâmetro efetivo onde se situa 10% da amostra ( $D_{10}$ ). Esta fórmula é exposta na equação (2.2), em que  $k$  é o coeficiente de permeabilidade (cm/s),  $C_1$  uma constante igual a 100, e  $D_{10}$  o diâmetro efetivo (em cm).

$$k = C_1 \cdot (D_{10})^2 \quad (2.2)$$

Al Hattamleh et al. (2013) determinaram o coeficiente de permeabilidade com recurso às expressões semiempíricas de US Bureau of Reclamation e à extensão de Hazen proposta por Chapuis (2004). A expressão de USBR, apresentada na equação (2.3), depende do diâmetro onde se situa 20% do solo em estudo ( $D_{20}$  em mm), é frequentemente aplicada na determinação do coeficiente de permeabilidade de materiais granulares (cm/s). Por sua vez, a fórmula proposta por Chapuis (2004) referente à extensão da fórmula de Hazen correspondente à equação (2.4), depende do estado inicial do solo e das seguintes variáveis: o índice de vazios ( $e$ ), o índice de vazio máximo ( $e_{máx}$ ) e o diâmetro efetivo ( $D_{10}$  em mm).

$$k = 0,36 \cdot (D_{20})^{2,3} \quad (2.3)$$

$$k = 1,50 \cdot (D_{10})^2 \cdot \frac{e^3 \cdot (1 + e_{máx})}{(e_{máx})^3 \cdot (1 + e)} \quad (2.4)$$

Em relação ao coeficiente de permeabilidade da areia de Coimbra, Araújo Santos et al. (2016) determinaram o erro associado a várias expressões semiempíricas, comparado com os resultados obtidos com recurso ao permeâmetro de carga constante. Araújo Santos et al. (2016)

concluíram que a expressão (2.5), proposta por Chapuis (2004), é a mais adequada para a estimativa do coeficiente de permeabilidade de amostras soltas do Lote 2 com uma densidade relativa de 40%. A expressão (2.5) depende do diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) e do índice de vazios ( $e$ ) da amostra. Por outro lado, para amostras densas com uma densidade relativa de 70%, a fórmula semiempírica do coeficiente de permeabilidade que possui um menor erro em relação aos resultados experimentais é a expressão (2.6), proposta por Gustafson (1983,1986). O coeficiente de permeabilidade ( $k$  em m/s) da expressão (2.6) não depende das condições iniciais da areia, resulta apenas do diâmetro efetivo ( $D_{10}$  em mm) e da constante  $E(C_U)$ . A constante  $E(C_U)$  é determinada pela expressão (2.7), e tem como variáveis os parâmetros  $E$  e  $g(C_U)$ , calculados a partir das expressões (2.8) e (2.9) e unicamente dependentes do coeficiente de uniformidade da areia ( $C_U$ ).

$$k = 2,4622 \cdot \left( (D_{10})^2 \cdot \frac{e^3}{1+e} \right)^{0,7825} \quad (2.5)$$

$$k = E(C_U) \cdot \left( \frac{D_{10}}{1000} \right)^2 \quad (2.6)$$

$$E(C_U) = 10,2 \times 10^6 \cdot \frac{E^3}{1+E} \cdot \frac{1}{g(C_U)^2} \quad (2.7)$$

$$E = 0,8 \cdot \frac{1}{2 \ln(C_U)} - \frac{1}{C_U^2 - 1} \quad (2.8)$$

$$g(C_U) = \frac{1,3}{\log(C_U)} \cdot \frac{C_U^2 - 1}{C_U^{1,8}} \quad (2.9)$$

### 2.2.2. Resistência ao corte

A resistência ao corte de um solo corresponde à tensão de corte no momento da rotura (Leonards, 1955). Quando a tensão efetiva excede a sua capacidade resistente ocorre a rotura por corte do solo através de um plano.

A resistência de uma areia ao corte pode ser descrita pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb. Na Figura 2.7 é exibido o critério de Mohr-Coulomb, em que o solo atinge a rotura quando o círculo é tangente à sua envolvente. A resistência ao corte cresce linearmente com o aumento da tensão efetiva, sendo a constante de proporcionalidade a tangente do ângulo de resistência ao corte.

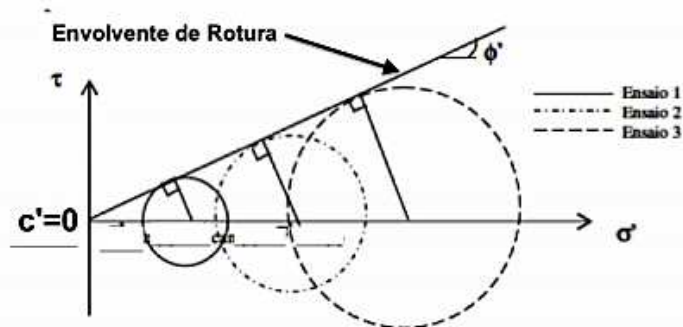


Figura 2.7 - Envolvente de Rotura de Mohr-Coulomb (Marques, 2011).

A expressão geral da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para a tensão de corte ( $\tau$ ) é apresentada na equação (2.10), sendo que esta é determinada para os estados de tensão residual ( $\tau_r$ ) e de tensão de pico ( $\tau_p$ ) (Santos, 2009). Em que  $c'$  é a coesão do solo,  $\sigma'$  é a tensão normal efectiva na rotura e  $\phi'$  é o ângulo de resistência ao corte. Porém, o valor da coesão em areias é zero, sendo por isso desprezado o parâmetro  $c'$  na equação.

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (2.10)$$

Na Figura 2.8 ilustra-se o gráfico da deformação horizontal ( $\delta$ ) em função da tensão de corte ( $\tau$ ) para uma areia no estado solto e denso, esta relação possui um comportamento distinto para os diferentes estados devido ao arranjo dos grãos. Em areias no estado denso, a sua resistência de corte aumenta até atingir a tensão de rotura de pico e, em seguida, a sua resistência diminui até à tensão residual, como os grãos estão muito compactados dificultam o seu deslizamento ao longo do plano de rotura e necessitam por isso de uma tensão de corte mais elevada. Atingida a tensão de pico, os grãos movem-se para posições mais favoráveis de modo a facilitar a sua deslocação ao longo do plano de rotura e atingirem a tensão residual. Por outro lado, para a areia no estado solto, a tensão de corte aumenta com o deslocamento até atingir a tensão de pico e permanece constante para qualquer aumento adicional de deslocamento, uma vez que os seus grãos estão inicialmente num estado mais solto.

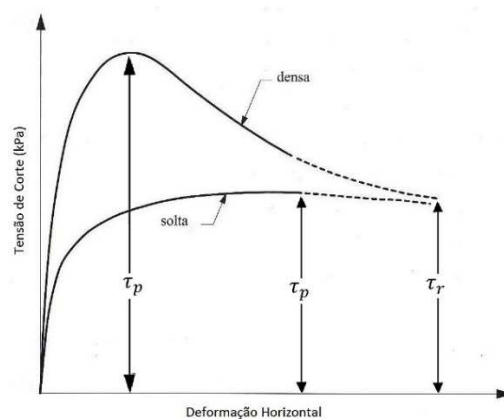


Figura 2.8 - Gráfico da tensão de tensão para a areia solta e densa (adaptada de Matos Fernandes (2006)).

Este comportamento está diretamente relacionado com as características de dilatação das areias que, por sua vez, também dependem do estado inicial da amostra em estudo (tensão efetiva e densidade relativa inicial). As amostras soltas contraem até se atingir a tensão resistente residual, enquanto as amostras densas, após atingirem a resistência de pico, começam a dilatar até atingirem o estado residual. Este comportamento depende do tipo de contactos e movimentos relativos entre partículas.

Para elevados níveis de deformação, verifica-se que o comportamento da areia é independente da sua densidade relativa inicial. Embora a Figura 2.8 não o ilustre, o comportamento para grandes deformações também é independente da tensão de confinamento inicial. De facto, as trajetórias de tensões convergem para um estado único que se caracteriza por exibir deformações a tensões constantes, sendo um estado intrínseco do solo e, consequentemente, independente do estado inicial. Este estado é designado de Estado Crítico, podendo ser representado graficamente no plano  $e - \sigma'_v$  pela linha de Estado Crítico (LEC).

### 2.2.3. Liquefação

A areia de Coimbra insere-se no estudo da temática de liquefação, tendo já sido relatada a manifestação deste fenómeno em Portugal. No decorrer do sismo de 1755 em Lisboa, Chalés Davy descreveu um fenómeno em tudo semelhante à ocorrência de vulcões de areia, que explicou como a saída de jatos de areia fina e branca através de pequenas fissuras do solo (Tappan, 1914). Os depósitos aluvionares de areia de Coimbra caracterizam-se como suscetíveis à liquefação, não só os presentes na região de Coimbra, mas também os existentes no estuário do Rio Mondego, na Figueira da Foz. (Jorge e Vieira, 1997; Jorge e Coelho, 1998).

A liquefação é um fenómeno complexo produzido pelo excesso de pressão de água nos poros do solo (ou pressão hidrostática) em condições de carregamento não drenadas (Kramer, 1996). Neste fenómeno, ocorre um aumento da pressão hidrostática no solo que origina a diminuição e, consequentemente, a anulação da tensão efetiva. O solo não tem capacidade de dissipar a água e assume temporariamente a consistência de um líquido, ocorrendo a perda de resistência ao corte da massa de solo, e não apenas de um plano de rotura ou superfície de deslizamento (Terzaghi et al., 1996).

Kramer (1996) dividiu o fenómeno de liquefação em dois grupos para avaliar os seus efeitos, a liquefação por fluxo e a mobilidade cíclica, sendo que ambos devem ser considerados na avaliação dos efeitos produzidos. A liquefação por fluxo acontece quando a tensão de corte necessária para o equilíbrio estático do solo é superior à sua tensão resistente ao corte do solo na situação de liquefação. A avaliação do fluxo de liquefação é baseada no estado crítico de mecânica dos solos desencadeado por condições monotónicas. Esta situação causa danos severos já que o solo não consegue atingir um novo estado de equilíbrio. Por sua vez, a mobilidade cíclica ocorre quando a tensão induzida e necessária para o equilíbrio estático do solo é menor que a força de corte do solo liquefeito, ou seja, menor que o estado crítico.

Kramer (1996) avaliou ainda a suscetibilidade à liquefação fundamentada na análise de quatro critérios diferentes, referentes ao critério histórico, geológico, de estado do solo e ao critério de composição do solo.

O critério histórico baseia-se no princípio que a liquefação tende a ocorrer no mesmo local, desde que o solo não sofra alterações no seu estado nem nas suas condições hidráulicas. (Youd, 1984). Isto porque um solo depois de liquefeito, tende a tornar-se mais resistente devido ao seu assentamento (Terzaghi et al., 1996).

Relativamente ao critério geológico, a idade e o método de deposição do solo influenciam a sua suscetibilidade à liquefação, sendo mais provável de acontecer em solos saturados em depósitos fluviais e eólicos (Kramer, 1996). A liquefação é mais suscetível em solos soltos com uma idade geológica recente (Terzaghi et al., 1996).

No critério de estado, a suscetibilidade à liquefação depende do estado inicial de tensão e da densidade relativa em que se encontra o solo (Kramer, 1996).

A suscetibilidade do solo à liquefação é influenciada pela composição do solo e é predominantemente afetada pela sua deformação volumétrica, quanto maior a variação volumétrica de um solo mais provável é a sua liquefação (Kramer, 1996). Solos com partículas arredondadas, são mais densos que solos constituídos por partículas angulares e têm baixa variação volumétrica. Areias com  $D_{50}$  menor que 0,02mm e maior que 2mm não liquefazem, sendo que as areias mais suscetíveis à liquefação são as que têm coeficientes de permeabilidade entre  $10^{-5}$  e  $10^{-3}$  m/s. Os solos uniformes são também mais suscetíveis a liquefação, já que os solos bem graduados têm uma estrutura mais estável com os vazios preenchidos por partículas mais finas, sofrendo por isso menor variação volumétrica em condições drenadas. Por fim, na Figura 2.9 é apresentado o intervalo das distribuições granulométricas mais prováveis à liquefação, tendo sido estabelecido através dos resultados de Tsuchida (1970), com a peneiração de areias liquefeitas e não liquefeitas após a ocorrência de sismos. (Terzaghi et al., 1996).

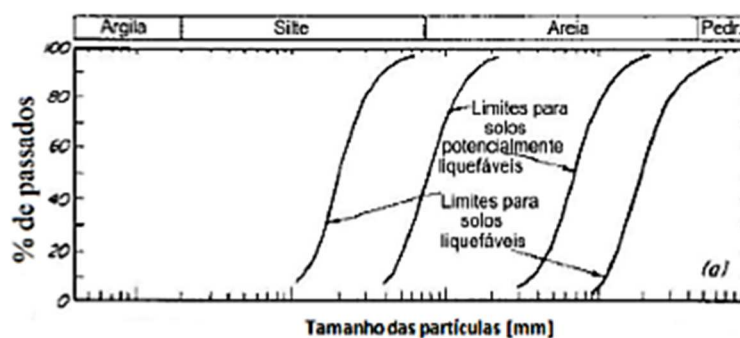


Figura 2.9 - Limites de liquefação determinados por Tsuchida 1970 (Santos, 2009).

A liquefação pode originar vários efeitos nos movimentos do solo durante e após a ocorrência de um sismo e levar ao infortúnio de várias estruturas. A liquefação por fluxo pode provocar a rotura de estruturas de contenção, a inclinação ou afundamento de estruturas pesadas, e no caso de estruturas leves a sua flutuação. Por sua vez, a mobilidade cíclica pode motivar a queda de

encostas, assentamentos de construções, fluência lateral e rotura de muros de suporte. Pode ainda verificar-se à superfície de um solo após o sismo, oscilações, assentamentos e roturas (Kramer, 1996).

A liquefação pode originar alterações nos movimentos do solo, sendo que o aumento de pressão da água nos poros durante o sismo tem como consequência a diminuição da sua rigidez. Uma vez que o solo está sujeito a variações de amplitudes e frequências, a sua rigidez após o sismo pode ser inferior à inicial. Na Figura 2.10 é evidenciado um exemplo de alterações nos movimentos de solos planos, em que pode ocorrer a separação entre o solo liquefeito e o solo de superfície que se encontra fissurado e sujeito a várias oscilações.

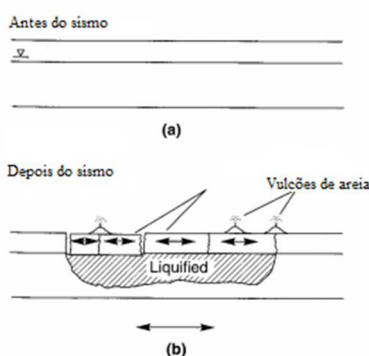


Figura 2.10 - Separação entre o solo liquefeito e o solo superficial (adaptada de Kramer (1996)).

Os vulcões de areia surgem durante ou em consequência da liquefação. Num solo liquefeito sob um estrato de solo menos permeável, que impede a drenagem da água, ocorre um fluxo ascendente provocado pela dissipação do excesso de pressão intersticial nos poros, em que a força de saída da água arrasta as partículas mais finas de areia.

Os assentamentos ocorridos em areias dependem do seu estado seco ou saturado. Os assentamentos em areias secas são imediatos. Por outro lado, quando as areias estão saturadas, os assentamentos são mais demorados, já que é necessário a dissipação do excesso de pressão hidrostática, como exemplificado no esquema da Figura 2.11. O assentamento de areias saturadas depende da permeabilidade, compressibilidade e da distância de drenagem da camada de solo.

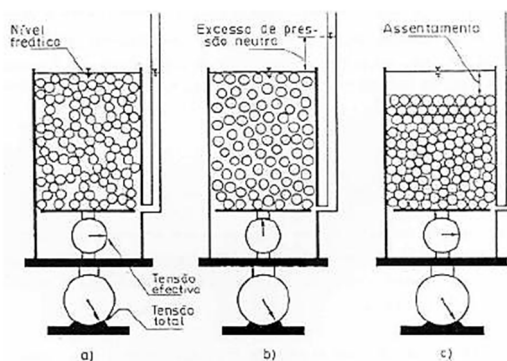


Figura 2.11 - Modelo do assentamento de areias saturadas após a liquefação (Santos, 2009).

A rotura induzida por fluxo é um efeito complexo desencadeado por vários fenómenos, é difícil prever o fenómeno responsável por este tipo de rotura que se encontra descrito pormenorizadamente por Kramer (1996). A rotura induzida por fluxo é influenciada pela resistência ao corte do solo liquefeito e pode ter consequências severas nas estruturas.

A liquefação pode também originar pequenas deformações por fluência lateral que podem provocar danos consideráveis. Neste fenómeno, ocorre a divisão das camadas superficiais do terreno em blocos, que se movem livremente na direção vertical e horizontal durante o sismo - Figura 2.12. Note-se que a fluência lateral apenas ocorre em terrenos inclinados, como em leitos de rios.

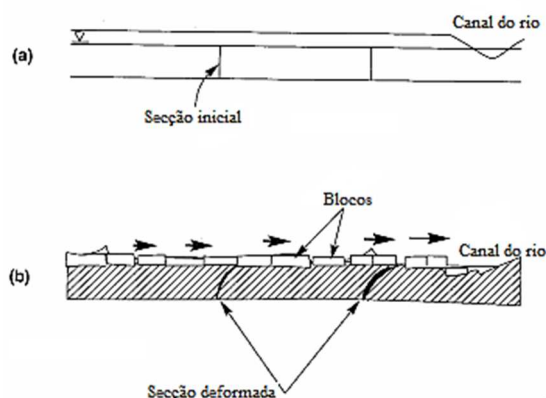


Figura 2.12 - Deformações por fluência lateral provocadas por liquefação (adaptada de Kramer (1996)).

Por fim, podem ainda ocorrer deformações como fendas de alívio ou misturas de solo. As fendas de alívio têm o mesmo princípio dos vulcões de areia, cuja a ascensão da água visa a diminuição das pressões intersticiais existentes numa camada de solo. Por sua vez, a mistura de solos é o efeito da liquefação na junção de solos saturados de granulometrias diferentes, por exemplo, um solo de granulometria grosseira sobreposto por um solo de granulometria mais fina, em que ambos estão sujeitos à vibração de um sismo, ocorre o preenchimento dos vazios com as partículas de menores dimensões.

## 2.3. Comportamento Uniaxial das Areias

Na presente secção, é feita uma revisão bibliográfica dos principais conceitos teóricos e práticos necessários à correta interpretação de carregamentos uniaxiais e da resposta da areia de Coimbra sob este tipo de carregamento.

### 2.3.1. Deformabilidade dos solos

Uma tensão aplicada num solo tem como consequência a sua deformação, o seu volume diminui devido ao rearranjo das partículas e à diminuição dos vazios pela expulsão de água e/ou ar do



seu interior. No carregamento uniaxial de um solo saturado (os vazios totalmente preenchidos com água), o seu volume diminui devido à expulsão de água dos vazios.

A resposta à compressão é díspar para cada tipo de solo. Por exemplo, um solo com coesão comporta-se de modo diferente de um solo granular, necessitando de abordagens distintas devido ao seu diferente comportamento durante a deformação (Wild et al., 2013). Nos solos argilosos a sua deformação é denominada de consolidação e tem como característica principal ser dependente do tempo, é um processo de deformação lento que pode demorar anos. Por outro lado, nos solos arenosos a deformação ocorre instantaneamente após a aplicação de um carregamento, e acontece geralmente durante a fase de construção da obra.

Os solos argilosos têm uma estrutura floculada, com formas das partículas bidimensionais, são ligados por reações físicas e químicas e apresentam coesão. Em consequência desta geométrica, têm uma baixa permeabilidade, por isso a sua deformação tem uma duração de tempo elevada.

Nos solos arenosos, a sua estrutura é dependente do peso das partículas que são geralmente depositadas por gravidade, não têm coesão e têm uma permeabilidade superior aos solos argilosos. A sua estrutura e o seu índice de vazios permitem a rápida expulsão da água e/ou ar dos seus vazios. A deformação dos solos arenosos é instantânea, podendo ser afetada pela quebra das partículas ocorrida na transferência da tensão aplicada no solo entre os contactos das partículas. Este assunto é abordado pormenorizadamente na secção 2.4.

No que se refere à tensão de cedência, os solos argilosos têm normalmente uma tensão inferior. Nos solos arenosos a tensão de cedência é dificilmente atingida em projeto, sendo o seu comportamento inteiramente dependente da densidade relativa *in situ* (Coop, 2005).

#### 2.3.1.1. Modelo hidrodinâmico de Terzaghi

Terzaghi (1943) desenvolveu um modelo hidrodinâmico para explicar a teoria de consolidação de solos argilosos. Este modelo é representativo de estratos argilosos confinados, não se aplica em areias devido à sua deformação instantânea, permeabilidade e baixa compressibilidade. Embora não seja aplicável em areias, este modelo pode ser utilizado para descrever o seu comportamento sob carregamento uniaxial, desde que o fator tempo seja desprezado.

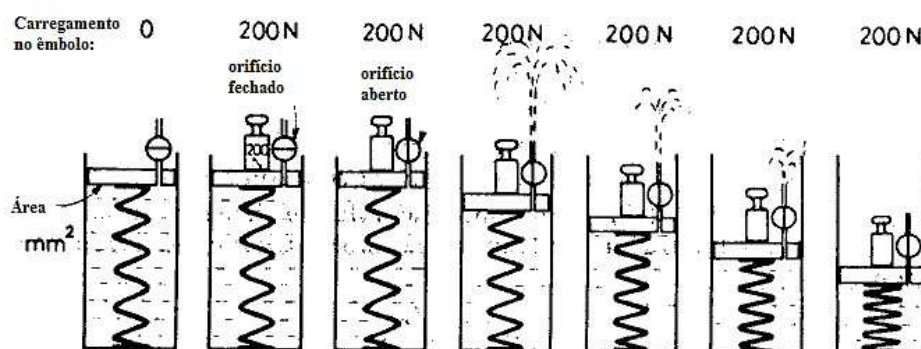


Figura 2.13 - Modelo hidrodinâmico de Terzaghi (Taylor, 1948), adaptado de Head (1994).

O modelo é constituído por um reservatório estanque cheio de água com uma mola de compressão elástica no seu interior, a mola faz a analogia ao esqueleto de solo saturado. Sobre o reservatório existe um êmbolo de massa desprezável e sem atrito, onde se aplica uniformemente o carregamento em toda a secção do recipiente, o êmbolo tem um orifício que permite ou impede a saída de água do recipiente. O orifício representa a diferente permeabilidade do solo através da variação das suas dimensões e da velocidade de saída da água.

O modelo hidrodinâmico de Terzaghi, apresentado na Figura 2.13, é baseado na seguinte sequência de acontecimentos (Head,1994):

- inicialmente, o recipiente cheio de água, a mola e o êmbolo estão em equilíbrio sem nenhuma carga aplicada e com o orifício fechado, como ilustrado no primeiro modelo da Figura 2.13;
- numa primeira fase, aplica-se uma carga no êmbolo e mantém-se o orifício fechado. A água está impedida de sair do reservatório e desenvolve-se um excesso de pressão na água. Nesta fase, não existe variação de volume e afirma-se que a pressão aplicada é toda suportada pela água e que a pressão da mola é nula, isto pode ser observado no segundo modelo do esquema da Figura 2.13;
- numa segunda fase, abre-se o orifício do êmbolo, representado no terceiro esquema da Figura 2.13. Inicia-se a saída da água que está sob pressão no interior do reservatório, e à medida que é expulsa ocorre uma transferência da pressão da água para a mola. Acontece uma variação de volume devido à saída de água do sistema e, consequente, compressão da mola. Durante a transferência de pressão da água para a mola, pode afirmar-se que a pressão é igual ao somatório da pressão na mola com a pressão na água, variando à medida que o êmbolo baixa com a saída da água. Este processo é ilustrado no quarto, quinto e sexto esquema da Figura 2.13;
- terminada a saída da água sob pressão, o modelo de Terzaghi atinge o equilíbrio ao fim de determinado tempo. A carga passa a ser suportada exclusivamente pela mola, o pistão baixa na totalidade e a mola está comprimida em relação à pressão aplicada. Nesta condição, ilustrada no último esquema da Figura 2.13, a pressão aplicada é igual à pressão na mola, a pressão na água é nula e o volume do recipiente mantém-se constante.

O modelo hidrodinâmico de Terzaghi permite avaliar a dissipação da água durante o carregamento do solo e a sua variação de volume em função do tempo. Esta transferência da pressão na água para a mola, corresponde à transferência de pressão de água nos poros para a tensão efetiva quando se aplica um carregamento uniforme num estrato de argila. Esta analogia à teoria da consolidação dos solos argilosos só termina quando o excesso de pressão na água estiver totalmente dissipado e a carga estiver totalmente transferida para o esqueleto do solo.

### 2.3.1.2. Carregamento sob confinamento lateral

O carregamento de solos sob confinamento lateral é uma condição encontrada *in situ* em aterros de solo compressível de grande extensão relativamente à sua espessura, esta condição dos estratos tem origem na deposição natural do solo (Terzaghi et al., 1996). Por sua vez, pode também ser encontrada em solos carregados e confinados no interior de depósitos aluvionares.

Esta condição de confinamento é assumida num maciço terroso carregado uniformemente à sua superfície numa área superior à espessura do estrato compressível, em que cada elemento do solo a uma dada profundidade está impedido de se deformar horizontalmente pelos elementos adjacentes sujeitos ao mesmo estado de tensão. Esta condição só não é válida nos limites das fronteiras de carregamento (Terzaghi et al., 1996).

No carregamento de um estrato confinado, as deformações laterais são muito pequenas em comparação com as deformações verticais resultantes da compressão. Nesta condição de redução da espessura de cada um dos estratos compressíveis, assume-se que os deslocamentos horizontais são nulos e só existem deslocamentos verticais. Adicionalmente, o fluxo de água acontece exclusivamente na direção vertical (Terzaghi et al., 1996).

### 2.3.1.3. Carregamento unidimensional

A condição de carregamento unidimensional pressupõe que a tensão é aplicada no solo numa única direção. O carregamento unidimensional do solo representa a deposição natural dos solos *in situ*, em que cada estrato é sobreposto a outro já existente, simbolizando assim as condições mecânicas e físicas em que os estratos se depositam (Terzaghi et al., 1996). Nesta dissertação, são replicados os processos de deposição natural de areias e avaliado o seu comportamento sob um carregamento numa única direção.

No carregamento unidimensional de solos, a compressão dos estratos naturais sujeitos a uma nova condição externa e diminuição do seu índice de vazios é analisada em tensões efetivas verticais ( $\sigma'_v$ ) (Terzaghi et al., 1996).

### 2.3.1.4. Ensaio laboratorial

A deformabilidade dos solos sob carregamento unidimensional pode ser estudada com recurso ao ensaio edométrico. O ensaio assume a condição de carregamento numa única direção e de confinamento lateral do solo. É utilizado no carregamento uniaxial de solos para avaliar a variação volumétrica de uma amostra em função da tensão aplicada. A Figura 2.14 ilustra o resultado típico de um ensaio edométrico. Os resultados são apresentados no plano  $e - \sigma'_v$  ou  $e - \log(\sigma'_v)$ , sendo possível identificar o comportamento virgem ou normalmente consolidado (primeiro carregamento) e o comportamento sobreconsolidado (na fase de descarga e recarga).

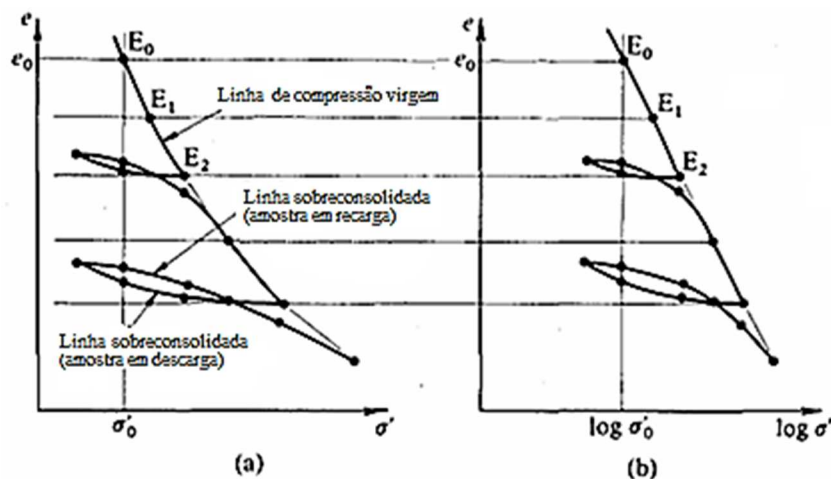


Figura 2.14 - Resultado típico de um ensaio edométrico (adaptada de Schofield e Wroth (1968)).

A linha de primeira carga é designada de linha de consolidação virgem. Contudo, como o termo consolidação implica um processo dependente do tempo, que não existe nas areias, adota-se a designação de linha de compressão virgem (LCV), porque esta é uma linha que une apenas estados de equilíbrio (Schofield e Wroth, 1968).

O ensaio edométrico é comumente utilizado em argilas para estudar, não só a variação do índice de vazios em função da tensão aplicada, mas também o fator tempo no seu processo de consolidação, já que esta condição é dominante neste tipo de solos.

Nos solos arenosos, apesar da deformação ser instantânea e não ser necessário analisar o fator tempo, o ensaio edométrico tem sido utilizado por inúmeros investigadores no estudo de compressão de areias sujeitas unicamente à deformação vertical. À semelhança do que acontece em depósitos aluvionares *in situ*, também neste ensaio as amostras estão impedidas de romper por corte. O uso deste equipamento está diretamente relacionado com a sua simplicidade, sendo feita uma descrição do edômetro utilizado e das técnicas de ensaios no Capítulo 4.

### 2.3.2. Compressão uniaxial das areias

A compressão uniaxial de um solo arenoso confinado lateralmente causa a sua variação de volume, devido à consequente diminuição da altura do estrato.

Em amostras densas, a maior variação de volume é provocada pela quebra das partículas, e não pelo rearranjo das partículas e pela diminuição do índice de vazios (Wu et al., 2016).

Mesri e Vardhanabhuti (2009) agruparam em três níveis diferentes os danos que podem ocorrer numa partícula sujeita à compressão uniaxial. O primeiro nível de dano é o nível 1 referente ao esmerilhamento, abrasão e desgaste da sua superfície. O nível de dano 2 refere-se à quebra dos contornos da partícula. E o nível de dano 3 corresponde à quebra das partículas pela sua completa divisão.

Em compressão uniaxial de areias, as tensões normais aplicadas em construções correntes de engenharia civil são inferiores a 1MPa. Neste nível de tensão não ocorre significativa quebra das partículas, sendo por isso desprezada no seu comportamento (Lade et al., 1996). Em carregamentos uniaxiais de areias com tensões iguais ou superiores a 10MPa, ocorre uma quebra considerável das partículas, que é difícil de estimar no seu comportamento e nas suas propriedades físicas. É de salientar que estes níveis de tensão superiores a 10MPa são frequentemente atingidos em estacas e extrações petrolíferas, que chegam a atingir os 100MPa (Lade et al., 1996; Feda, 2002).

### 2.3.3. Resposta da areia ao carregamento uniaxial

A resposta de uma areia ao carregamento uniaxial é apresentada numa relação convencional entre o índice de vazios ( $e$ ) e a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ), num gráfico semi-logarítmico  $e - \log(\sigma'_v)$  (Coop e Lee, 1993; Hyodo et al., 2002; McDowell, 2002; Wu et al., 2016). Esta relação é preferível face a duas escalas logarítmicas de  $\log(e) - \log(\sigma'_v)$ , porque a elevados níveis de tensão a linha de compressão deixa de ser linear e torna-se convexa (Pestana e Whittle, 1995).

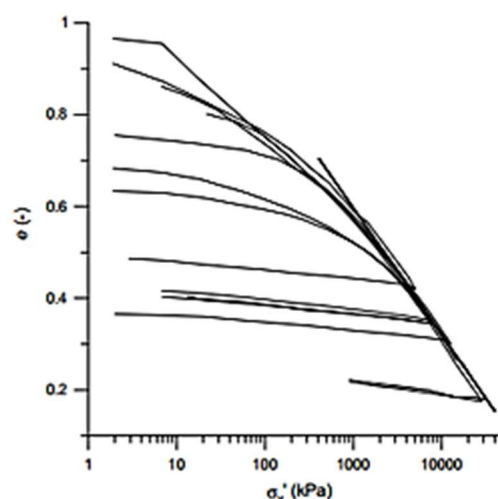


Figura 2.15 - Resultados do ensaio de compressão unidimensional com recurso ao edómetro para areia (Coop e Lee, 1993).

Na Figura 2.15, é apresentado o gráfico do comportamento de uma areia carregada unidimensionalmente com recurso ao edómetro, numa escala  $e - \log(\sigma'_v)$  para diversos índices de vazios (Coop e Lee, 1993). A areia nesta escala semi-logarítmica tem duas fases de comportamento diferentes, inicialmente é uma linha quase reta e, posteriormente, a níveis de tensão elevados passa a ser linear, sendo estas linhas separadas por um ponto de curvatura máxima. (Been et al., 1991). A Figura 2.15 ilustra claramente que, ao contrário das argilas, as areias não apresentam uma única linha de compressão virgem (LCV), mas sim uma infinidade de linhas (Jefferies e Been, 2006).

Na relação  $e - \log(\sigma'_v)$ , na linha quase reta o esqueleto da areia apresenta uma resposta rígida, a mudança de volume é produzida pela densificação da amostra devido ao rearranjo das partículas e de pequenas quebras dos seus contornos (Coop et al., 2004).

O ponto de curvatura máximo que separa as duas linhas de compressão com declives diferentes na escala  $e - \log(\sigma'_v)$  é denominado de ponto de cedência (Altuhafi e Coop, 2011). Depois de atingido o ponto de cedência, a compressibilidade da amostra aumenta e o seu volume diminui acentuadamente com o aumento da quebra das partículas. (Nakata et al., 2001b).

No gráfico  $e - \log(\sigma'_v)$ , a segunda linha de compressão uniaxial em areias é linear. Uma vez atingido o ponto de cedência, a curva de compressão muda o seu declive devido à maior quantidade de partículas quebradas que aumenta linearmente com a tensão aplicada (Hagerty et al., 1993; McDowell et al., 1996; Uygur e Doven, 2006). O mecanismo e a quantificação da quebra de partículas são apresentados na secção 2.4.

Na análise da Figura 2.15 resulta que, independentemente do estado inicial da areia, todas as linhas quase retas convergem para uma única linha linear a elevados níveis de tensão (Coop e Lee, 1993; McDowell e Bolton, 1998; Pestana e Whittle, 1995; Vilhar et al., 2013), que é o limite da curva de compressão unidimensional, denominada por vários autores, na literatura inglesa, de *normal compression line* (*NCL*) (Pestana e Whittle, 1995; Lade et al., 1996; Coop, 2005). Atualmente, com a adoção do conceito de múltiplas LCV, como sugerido por Jefferies e Been (2006), não faz sentido designar a linha de convergência de *NCL* (literatura inglesa). Adicionalmente, esta nomenclatura deve refletir um comportamento intrínseco do solo, condicionante que não se verifica a grandes deformações devido à quebra de partículas e, consequentemente, alteração do próprio solo.

A resposta da curva de compressão da areia durante o carregamento uniaxial pode ser influenciada por vários fatores (Pestana e Whittle, 1995; Uygur e Doven, 2006):

- propriedades físicas da areia;
- densidade relativa;
- método de preparação da amostra;
- saturação da amostra.

As propriedades físicas das areias influenciam o seu comportamento de compressão uniaxial. Partículas de menor tamanho têm uma tensão de cedência maior na curva de compressão, e partículas de dimensões superiores têm uma tensão de cedência inferior (McDowell e Bolton, 1998; Nakata et al., 2001b); McDowell, 2002; Vilhar et al., 2013). A influência da composição mineralógica pode ser notada pela quantidade de quartzo, sendo que a tensão de cedência aumenta com o aumento da quantidade de quartzo. (Nakata et al., 2001b). Relativamente à classificação granulométrica do solo, uma areia uniforme tem uma tensão de cedência inferior a uma areia bem graduada. Este facto pode ser observado na Figura 2.16, sendo que a tensão de cedência é 14MPa para uma areia uniforme, e 22MPa para uma areia bem graduada (Nakata et al., 2001a).

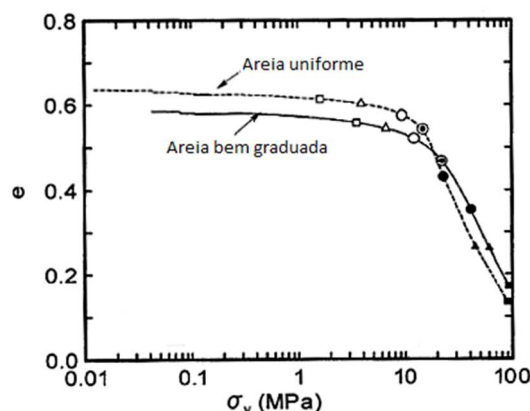


Figura 2.16 - Gráfico da compressão unidimensional de uma areia uniforme e de uma areia bem graduada (adaptada de Nakata et al. (2001a)).

A densidade relativa é o principal fator que influencia a resposta da linha de carregamento uniaxial das areias. Amostras mais soltas têm menos contactos entre as partículas, uma tensão de cedência menor e uma maior curvatura da linha de compressão virgem (Hagerty et al., 1993; Pestana e Whittle, 1995). O caminho até atingir a linha de convergência é dependente da densidade relativa inicial, a tensão de cedência aumenta com a diminuição da densidade relativa, mas todas as linhas convergem para uma única linha a elevadas tensões (Coop e Lee, 1993; Shipton e Coop, 2012).

No comportamento à compressão, a influência dos métodos de preparação da amostra é menos significativa que a densidade relativa. Nocilla et al. (2006) prepararam amostras secas, húmidas e saturadas por compactação, concluindo que estes processos de preparação de amostra têm pouca influência no comportamento de areias sob carregamento uniaxial. Estes métodos são diferentes dos métodos de preparação utilizados no presente estudo.

A resposta da areia sob carregamento uniaxial é ainda influenciada pelo estado seco ou saturado em que se encontra, sendo a areia saturada mais compressível que a areia no estado seco (Miura e Yamanouchi, 1975). Na Figura 2.17a) e Figura 2.17b) são apresentados dois gráficos com areias ensaiadas em compressão unidimensional num estado seco e num estado saturado. A baixas tensões, a areia saturada apresenta um comportamento mais rígido que a areia no estado seco, tendo uma menor deformação devido à presença de água (Ham et al., 2010; Wils et al., 2015). Enquanto que a elevados níveis de tensão, a areia saturada é mais compressível que a areia seca, tendo por isso uma maior deformação depois do ponto de cedência originando amostras com deformações superiores (Wils et al., 2015).

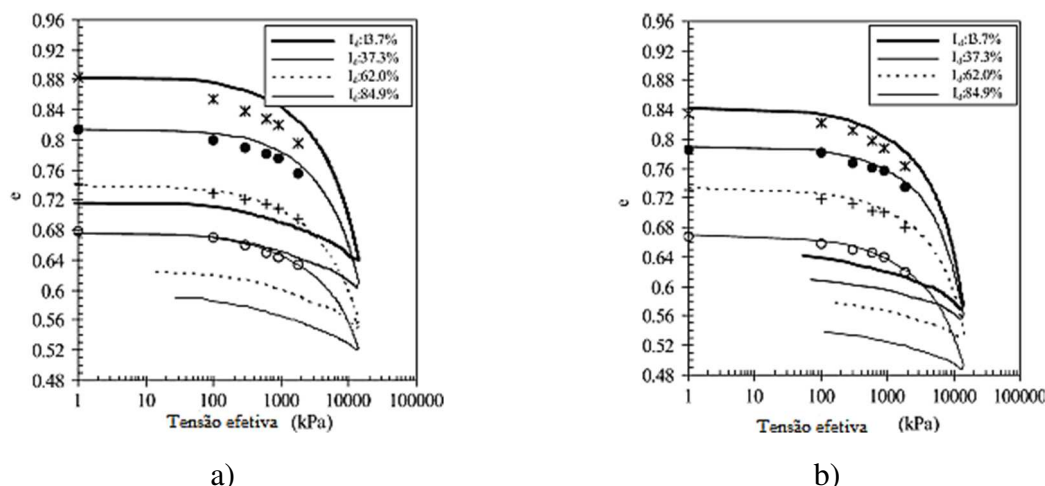


Figura 2.17 - Compressão unidimensional (adaptada de Uygur e Doven (2006)): a) areia no estado seco; b) areia no estado saturado.

#### 2.3.4. Memória da história de tensões

Os solos *in situ* têm uma memória das tensões que lhe são incrementadas. A resposta dos solos arenosos à compressão uniaxial é fortemente influenciada pela tensão que lhe é aplicada, uma vez que altera a sua estrutura natural. Um solo arenoso, sujeito a um carregamento sabe se a tensão que lhe está a ser aplicada é inferior ou superior à que foi submetido anteriormente, o solo “grava” as alterações na sua estrutura consoante as tensões que lhe são aplicadas. Em solos argilosos, esta característica é quantificada pelo grau de sobreconsolidação (*OCR*).

Na Figura 2.18, é apresentada a história de tensões de um solo arenoso, em que na fase de descarga e recarga exhibe um comportamento mais rígido comparado com o primeiro carregamento. (Coop, 2005). Ainda nesta figura, é também visível, no ramo de descarga, que quando o solo atinge novamente a tensão efetiva vertical inicial já não recupera o valor do índice de vazios inicial, uma vez que o esqueleto de solo foi alterado e não volta à sua forma primordial, tendo sofrido deformações plásticas ou irrecuperáveis.

A resposta da areia à compressão unidimensional mostra que as tensões aplicadas na amostra influenciam o seu comportamento. Os solos arenosos são dependentes da tensão efetiva máxima aplicada anteriormente. Na fase de recarga do solo, quando o carregamento incrementado é superior à história de tensões aplicadas, a sua deformabilidade volta a coincidir com a trajetória da linha de primeiro carregamento, ou LCV (Uygur e Doven, 2006).



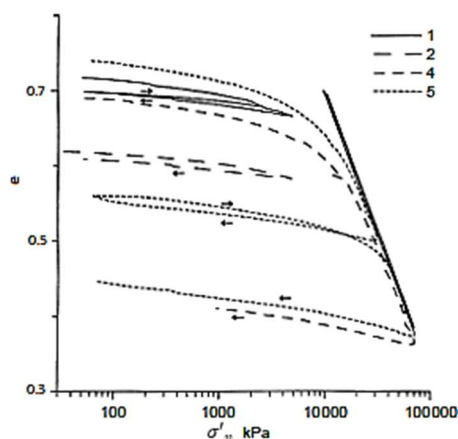


Figura 2.18 – Compressão unidimensional de uma areia com escalões de carga, descarga e recarga (adaptada de Jovicic e Coop (1997)).

#### 2.3.4. Areia de Coimbra

O comportamento da areia de Coimbra submetida a um carregamento uniaxial foi estudada por McCormack (2010) e Santos et al. (2012) para o Lote 1, proveniente da Quinta da Portela, em Coimbra.

McCormack (2010) realizou uma série de ensaios edométricos com areia saturada, colocou a areia na célula do edômetro com recurso a uma colher e, posteriormente, compactou-a com a finalidade de obter várias densidades relativas. McCormack (2010) estudou o comportamento de compressão unidimensional da areia de Coimbra até 110MPa, os seus resultados são apresentados no gráfico da Figura 2.19. Tendo concluído que na tensão efetiva vertical de 11MPa existe uma mudança no declive da linha de compressão, convergindo para uma única linha comum a todos os ensaios.

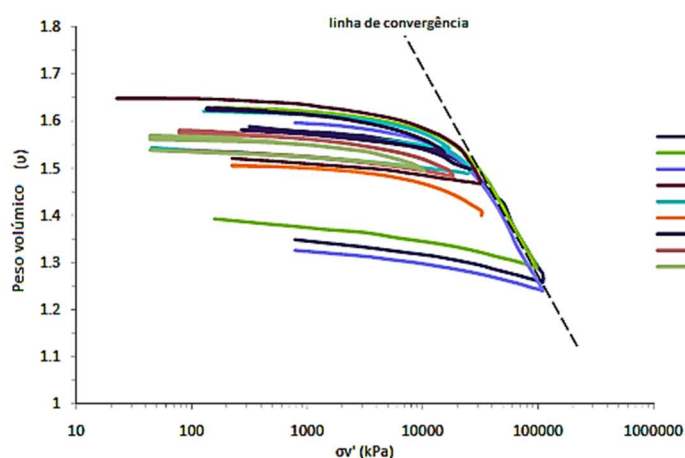


Figura 2.19 - Resultados da compressão unidimensional do Lote 1 da areia de Coimbra, com recurso ao edômetro (adaptada de McCormack (2010)).

McCormack (2010) refere que existe uma variação da curva granulométrica consoante a tensão máxima atingida no carregamento uniaxial. Na Figura 2.20 é evidente a variação da distribuição granulométrica da areia antes da realização do ensaio e da areia ensaiada a 26MPa e a 110MPa.

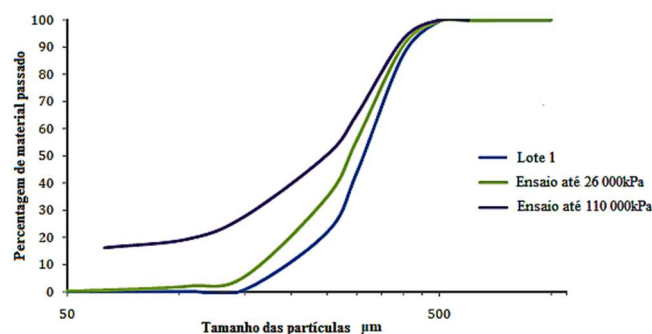


Figura 2.20 - Curva de distribuição granulométrica do Lote 1 antes e depois do carregamento uniaxial (adaptada de McCormack (2010)).

Santos et al. (2012) ensaiaram amostras secas do Lote 1 da areia de Coimbra, com densidades relativas de 40% e 80%, sujeitas a uma compressão uniaxial máxima de 24,3MPa. Os seus resultados são apresentados na Figura 2.21 na escala  $e - \log(\sigma'_v)$ . Santos et al. (2012) concluíram que as amostras com densidade relativa de 40% são mais compressíveis que as amostras de densidade relativa de 80%, e que a areia se comporta quase elasticamente durante a descarga.

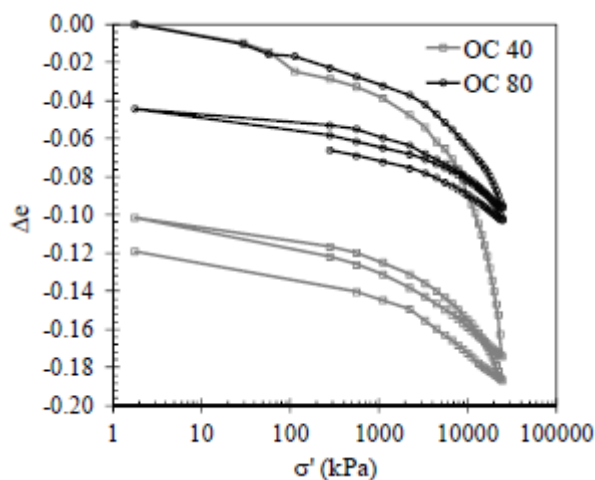


Figura 2.21 - Resultados do ensaio de compressão unidimensional de amostras do Lote 1 com densidade relativa de 40% e 80% (Santos et al. (2012)).

## 2.4. Quebra das partículas

A quebra das partículas é uma consequência da resposta das areias sob carregamento uniaxial sujeitas a elevadas tensões. Este fenómeno é um processo irrecuperável e é responsável pelo aumento da deformabilidade e compressibilidade dos solos granulares quando excedem a sua tensão de cedência (Lee e Farhoomand, 1967).

Num esqueleto de solo, a quebra das partículas ocorre devido à concentração de forças entre os seus contactos, mesmo quando são aplicados baixos níveis de tensão (Mitchell, 1993). A quebra de uma partícula inserida num esqueleto de solo ocorre a níveis de tensão inferiores aos necessários para quebrar a mesma partícula individualmente, visto que as forças diferenciais criadas entre os seus contactos induzem a quebra mais rapidamente (Nakata et al., 2001b).

A quebra das partículas ocorre em duas fases durante o carregamento de solos granulares. Na primeira fase ocorre a primeira quebra individual das partículas contidas na amostra. E na segunda fase, acontece a quebra sucessiva das várias partículas já quebradas na primeira fase (Cheng et al., 2001).

Este mecanismo de degradação das partículas é diferente para amostras ensaiadas à compressão e ao corte, uma vez que produzem diferentes quantidades de partículas quebradas (Lee e Farhoomand, 1967). A quantidade de partículas quebradas no ensaio de compressão é superior à que se verifica no ensaio de corte, que tem uma menor deformação e tensão aplicada (Yamamuro e Lade, 1996; Lade et al., 1996).

A quebra das partículas tem sido alvo de vários estudos, nos quais são apresentados métodos para a sua quantificação. Esta quebra altera as características físicas e mecânicas dos materiais granulares, uma vez que estes parâmetros são dependentes da integridade das partículas. Contudo, o estudo do comportamento micromecânico do fenómeno de quebra das partículas não se insere no âmbito da presente dissertação. Assim, apenas são apresentados e explicados métodos que possibilitam quantificar o nível de quebra das partículas e, se possível relacioná-los com o estado inicial das amostras ou dos métodos de deposição.

### 2.4.1. Métodos de quantificação da quebra das partículas

Vários métodos têm sido propostos para avaliar a quantidade de partículas quebradas nos solos granulares. A quantificação de quebra das partículas pode ser realizada por quatro procedimentos distintos, pela quantidade de partículas finas, pela área total da superfície das partículas, por simulação com recurso a elementos discretos (DEM) ou através da curva granulométrica.

A quantificação da quebra das partículas com recurso às partículas finas consiste em quantificar o aumento da porção de partículas com dimensões inferiores a 0,075mm. Por sua vez, a quantificação individual de uma partícula pode ser calculada pela área total da sua superfície, tendo este método como desvantagem a suposição que as partículas são esféricas. (Miura e Yamanouchi, 1977; Miura e O-Hara, 1979; Shipton e Coop, 2012). O método de simulação

com recurso a um software DEM permite também simular a quebra das partículas (Xiao et al., 2016). Por fim, a quebra das partículas pode ser avaliada e quantificada com base na análise da curva granulométrica.

A quantificação da quebra das partículas pela análise da curva de distribuição granulométrica consiste no traçado das duas curvas resultantes da peneiração antes e depois do carregamento. Através da variação da granulometria da amostra podem ser feitas quantificações distintas, com recurso a índices de quebra individuais e a métodos globais.

Existem vários índices de quebra individuais sustentados na análise de um único parâmetro antes e depois da aplicação de uma tensão, sendo que a dificuldade da sua utilização se prende com a escolha do índice de quebra mais adequado para cada análise. Estes valores são determinados por interpolação entre as dimensões dos peneiros e a percentagem de passados.

Leslie (1963) propôs uma quantificação da quebra das partículas utilizando o diâmetro da curva original onde o material é 100% retido antes de ser sujeito a um carregamento. O valor do índice de quebra é a distância vertical correspondente à percentagem de passados entre o diâmetro onde o material é 100% retido na curva granulométrica original, e o diâmetro correspondente na curva granulométrica depois de ensaiada a amostra. Mais tarde, Leslie (1975) quantificou o mesmo índice de quebra para a percentagem de passados onde é retido 90% do material original. Ambos os métodos são apresentados na Figura 2.22a).

Durante o projeto de construção de barragens de terra e enrocamentos, Marsal (1965) quantificou a quebra das partículas como a máxima variação de material passado entre as duas curvas granulométricas, como ilustrado na Figura 2.22a). Por outro lado, se o aumento de passados ocorrer em mais que um diâmetro, o índice de Marsal corresponde à soma das duas diferenças de material passado, como mostra a Figura 2.22b). Este índice de quebra das partículas tem valores compreendidos entre 0% e 100%.

Por sua vez, Lee e Farhoomand (1967) durante o estudo de materiais filtrantes, constataram que a quebra das partículas iria obstruir a drenagem da barragem. Lee e Farhoomand (1967) estabeleceram uma medição do índice de quebra como a proporção entre o diâmetro  $D_{15}$ , onde o material tem 15% de finos, antes e depois de realizado o carregamento da amostra. Esta proporção é exposta na equação (2.11) e apresentada na Figura 2.22a) como a distância horizontal na escala logarítmica entre as duas curvas granulométricas com 15% de material passado.

$$B_{15} = \frac{D_{15}^i}{D_{15}^f} \quad (2.11)$$

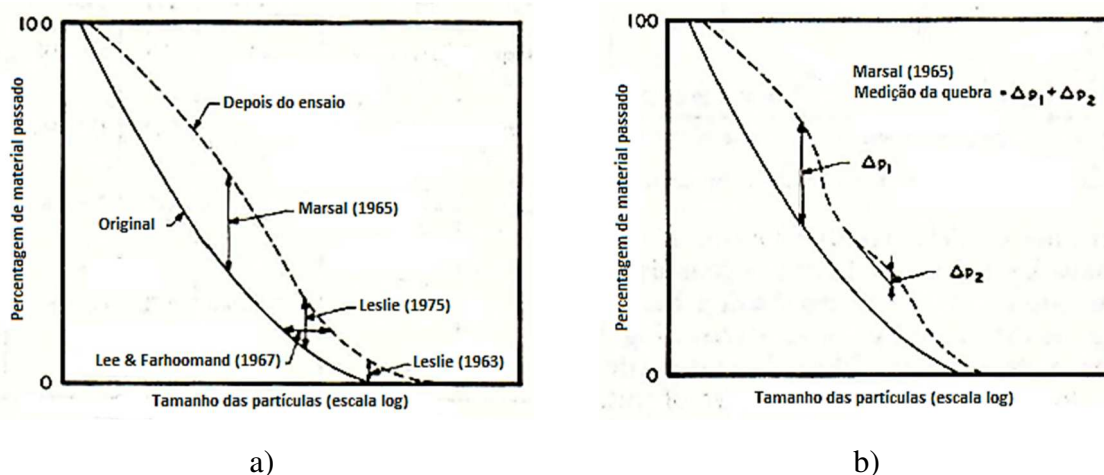


Figura 2.22 - Métodos de quantificação da quebra das partículas (adaptada de Hardin (1985)): a) Método de Leslie (1963 e 1975), Marsal (1965), e Lee e Farhoomond (1967); b) Método de Marsal (1965).

Lade et al. (1996) propuseram o índice de quebra  $B_{10}$ , baseado no diâmetro efetivo final e inicial, com uma percentagem de material passado de 10% na curva granulométrica. O índice de quebra  $B_{10}$  foi proposto para permitir realizar simultaneamente a análise da quebra das partículas e do coeficiente de permeabilidade pela expressão de Hazen (1930). Este índice é determinado através da equação (2.12), o seu limite superior é igual à unidade e o seu limite inferior é zero quando não existe quebra das partículas.

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10}^f}{D_{10}^i} \quad (2.12)$$

Por fim, Indraratna et al. (1993) propuseram o índice de quebra  $B_{50}$ , considerando a variação do diâmetro  $D_{50}$  (diâmetro para o qual passa 50% do material). Note-se que este índice destina-se essencialmente a materiais granulares de diâmetros significativos - expressão 2.13 (Ghanbari et al., 2013).

$$B_{50} = \frac{D_{50}^i}{D_{50}^f} \quad (2.13)$$

A quebra das partículas pode também ser quantificada com recurso à análise completa das duas curvas granulométricas pelo método proposto por Hardin (1985). Hardin (1985) propôs o primeiro método que engloba a análise completa da curva granulométrica, sendo ainda recentemente aplicado na quantificação da quebra das partículas (Coop, 2005; Vilhar et al., 2013; Shipton e Coop, 2012; Ghanbari Wild, 2013).

Hardin (1985) determinou a quebra relativa das partículas,  $B_r$ , com recurso à equação (2.14), em que,  $B_t$  é a quebra total definida pela área BCDB na Figura 2.23, e corresponde à área entre as curvas granulométricas antes e depois da quebra das partículas, respetivamente, limitadas

inferiormente pela dimensão de 0,074mm. E  $B_p$  é a quebra potencial, correspondente à área BCAB, e representa a quebra das partículas que é possível ocorrer na curva granulométrica antes do ensaio, no caso de todas as partículas quebradas ficarem com um tamanho inferior a 0,074mm. A quebra relativa,  $B_r$ , pode variar entre 0 e 1, sendo que só seria igual à unidade se todas as partículas fossem quebradas e tivessem dimensões menores que 0,074mm.

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad (2.14)$$

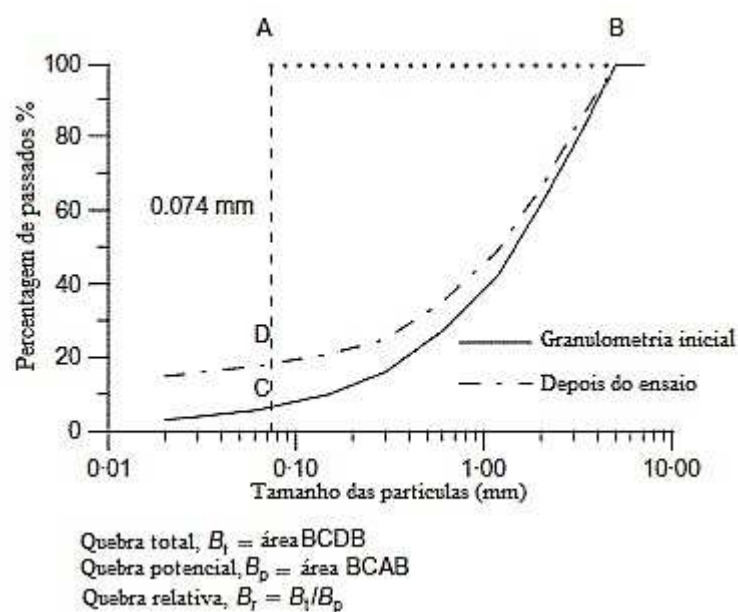


Figura 2.23 - Método de Hardin (1985) (adaptada de Altuhafi e Coop (2011)).

Hardin (1985) limita a área da curva granulométrica a 0,074mm e despreza a quebra das partículas finas de modo a facilitar o seu procedimento de quantificação. As partículas com dimensões inferiores, como silte e argila, são menos suscetíveis à quebra mesmo quando são aplicadas tensões elevadas, devido à forma laminar que possuem.

#### 2.4.2. Alterações das propriedades físicas

A quebra das partículas altera as propriedades físicas do solo (Uygar e Doven, 2006). A sucessiva quebra das partículas durante o carregamento uniaxial origina um material diferente do existente antes do carregamento. Em consequência, o solo arenoso fica mais compressível devido ao aumento de finos provocado pela degradação do material (Lupogo, 2012).

Na distribuição granulométrica do solo existe uma mudança das suas propriedades físicas antes e depois do carregamento, há uma variação da distribuição das partículas e das suas dimensões. Neste processo, são alteradas: i) a dimensão máxima da partícula, ii) o tamanho médio da partícula, iii) o coeficiente de uniformidade (Lade et al., 1996).

Relativamente à granulometria dos solos, a quebra das partículas é superior em solos uniformes do que em solos bem graduados. Os solos uniformes têm menos contactos entre partículas, originando por isso partículas de menores dimensões quando quebradas (Lade et al., 1996; Altuhafi e Coop, 2011).

Por fim, relativamente ao coeficiente de uniformidade, quando há um aumento da tensão aplicada na amostra e existe quebra das partículas, ocorre uma diminuição do  $C_U$  e, consequentemente, um maior número de contactos entre partículas (Xiao et al., 2016).

### 2.4.3. Alterações das propriedades mecânicas

O estudo da quebra das partículas no comportamento da areia confinada lateralmente e carregada numa direção é fundamental devido às modificações das suas propriedades mecânicas, nomeadamente a permeabilidade e resistência ao corte (Al Hattamleh et al., 2013).

A quebra das partículas tem influência direta na permeabilidade dos solos arenosos, esta degradação provoca uma redução dos vazios que são preenchidos com partículas mais finas e dificultam o deslocamento do fluxo de água através do solo. Os contactos entre as partículas mais finas afetam a tensão efetiva e quando o fluxo de água atravessa os vazios do solo a pressão intersticial é igualmente alterada. Esta variação da pressão intersticial é importante na estabilidade de barragens de terra, paredes de contenção e fundações (Marketos and Bolton, 2007).

Na Figura 2.24 é apresentada a relação entre o índice de quebra  $B_{10}$  e o coeficiente de permeabilidade. Estes dados foram obtidos por Al Hattamleh et al. (2013) para partículas quebradas com diferentes valores de índice  $B_{10}$  e determinados os respetivos coeficientes de permeabilidade por quatro procedimentos distintos: i) permeâmetro de carga constante; ii) fórmula de Hazen (1930); iii) formulação USBR e iv) expressão de Chapuis (2004). Na Figura 2.24 é visível que, consoante aumenta o índice de quebra, o coeficiente de permeabilidade diminui.

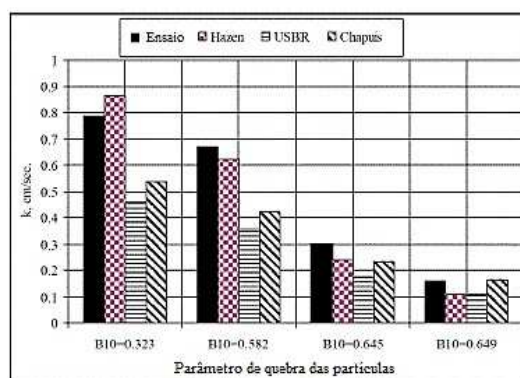


Figura 2.24 - Influência da quebra das partículas na permeabilidade de uma areia (adaptada de Al Hattamleh et al. (2013)).

Por fim, a resistência ao corte é também influenciada pela degradação das partículas, em que o aumento da quebra das partículas altera a resistência ao corte residual da areia e a sua tensão de corte de pico, como se expõe na Figura 2.25a) e Figura 2.25b). Note-se que estes resultados foram obtidos com recurso ao ensaio de corte direto para a mesma areia, inicialmente quebrada em compressão unidimensional e, posteriormente, determinada a sua resistência ao corte.

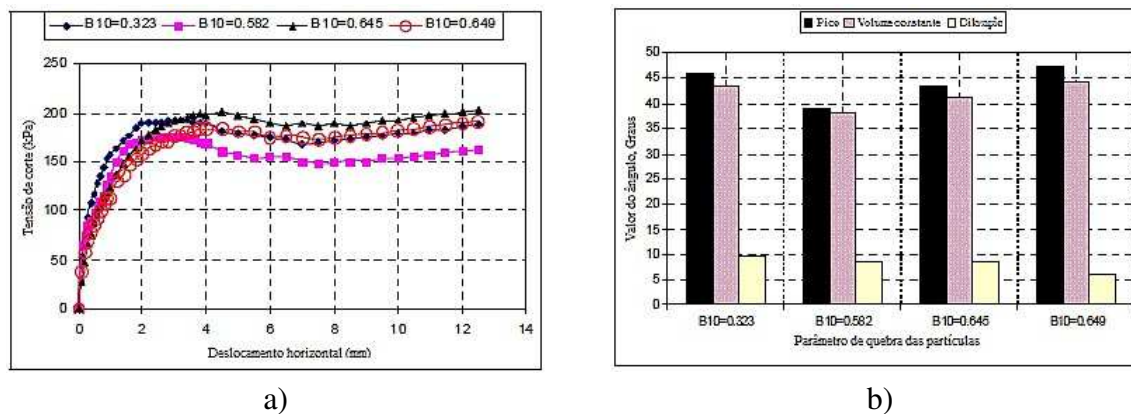


Figura 2.25 - Influência da quebra das partículas na resistência ao corte de uma areia (adaptada de Al Hattamleh et al. (2013)).



### 3. Areia de Coimbra

A areia de Coimbra em estudo, corresponde a uma fração granulométrica representativa da areia existente nos depósitos aluvionares nas margens do Rio Mondego. O estudo da areia artificial de Coimbra foi iniciado em 2008, tendo Santos (2009) publicado os primeiros resultados para a areia proveniente da Quinta da Portela, designada em trabalhos mais recentes como areia de Coimbra do Lote 1. Porém, a areia em estudo nesta dissertação é proveniente do estuário do Rio Mondego na Figueira da Foz, denominada de Lote 2, e a sua investigação foi iniciada mais tarde por Araújo Santos (2015).

#### 3.1. Preparação geral da amostra

A preparação geral da amostra seguiu o procedimento realizado por Araújo Santos (2015). O procedimento consiste em lavar pequenas porções da areia extraída *in situ* no peneiro n.º 200 (#0,075mm) com recurso a água corrente, seguidamente realiza-se a secagem do material em estufa a 110°C durante um período de tempo superior a 24 horas. Finalizada a secagem da areia realizou-se a sua peneiração com o objetivo de selecionar a fração granulométrica dos passados no peneiro n.º 40 (#0,425mm) e retidos no peneiro n.º 100 (#0,150mm). A separação da areia artificial foi realizada com peneiração mecânica e completada com peneiração manual, com recurso ao peneiro n.º 40, peneiro n.º 60 (#0,25mm) e peneiro n.º 100 da série ASTM. À semelhança de Araújo Santos (2015) a utilização do peneiro n.º 60 deve-se unicamente ao facto de facilitar a realização do processo e evitar uma acumulação excessiva de retidos no peneiro n.º 100.

O estudo da areia de Coimbra com as referidas dimensões das partículas deve-se à necessidade de assegurar a coerência com os estudos realizados anteriormente (Santos, 2009; Pereira et al., 2014; Araújo Santos, 2015), e com a exigência de obter amostras uniformes e eliminar problemas associados à montagem da amostra (Coelho et al., 2011). Com a seleção da fração granulométrica fina, obtêm-se amostras uniformes com partículas de dimensões aproximadas, eliminando-se os possíveis problemas de segregação por tamanho das partículas ocorridos na montagem de amostras de granulometria extensa. Este princípio é fundamental na montagem de amostras com aplicação das técnicas de deposição gravitacional em meio seco e em água. Por fim, a fração da areia em estudo exclui também os problemas associados à representação em escala da amostra, que poderiam eventualmente ocorrer devido à pequena dimensão do provete a ensaiar (diâmetro de 69,8mm e altura de 19,1mm).

### 3.2. Classificação granulométrica

A areia de Coimbra é uma areia artificial com partículas entre 0,425mm e 0,150mm que, como se descreve na secção 3.1., correspondem às dimensões do peneiro n.º 40 e do peneiro n.º 100 da série ASTM, respetivamente.

Na análise granulométrica da areia de Coimbra foi realizada apenas a peneiração fina de acordo com a especificação E 196-1966 do LNEC, visto ser apenas necessário analisar as partículas entre 0,425mm e 0,150mm. Inicialmente, esquartelou-se uma amostra com massa aproximada de 115g de acordo com a E 195-1966 do LNEC para solos arenosos (Figura 3.1a)), e procedeu-se à peneiração mecânica complementada com peneiração manual. Para realizar a peneiração foram utilizados os quatro peneiros da série ASTM, o peneiro n.º 20 (#0,84 mm), o peneiro n.º 40 (#0,425 mm), o peneiro n.º 60 (#0,25 mm), e o peneiro n.º 140 (#0,105 mm). Concluída a peneiração foi determinada a massa de areia de Coimbra retida em cada peneiro (Figura 3.1b)).



a)



b)



c)

Figura 3.1 - Determinação da classificação granulométrica da areia de Coimbra: a) obtenção da amostra por esquartelamento; b) peneiração mecânica; c) resultados da análise granulométrica.

Todas as partículas da areia em estudo têm dimensões inferiores à malha do peneiro n.º 20, portanto a Figura 3.1c) apresenta somente a quantidade de areia retida nos peneiros n.º 40, n.º 60 e n.º 140. A areia de Coimbra analisada é constituída por 1,02% de retidos no peneiro n.º 40, 71,35% de retidos no peneiro n.º 60, e por uma massa de retidos no peneiro n.º 140 de 27,56%.

Na Figura 3.2 ilustra-se a curva granulométrica da areia de Coimbra, com a percentagem de material passado em cada peneiro no eixo das ordenadas e as dimensões das partículas correspondentes às dimensões dos peneiros utilizados no eixo das abcissas. O respetivo boletim de ensaio é apresentado no Anexo A.

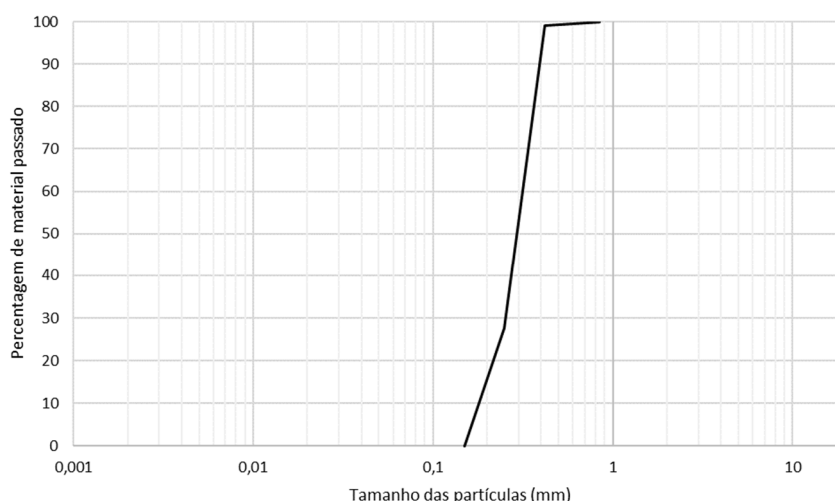


Figura 3.2 - Curva granulométrica da areia de Coimbra.

Com base na especificação E 240-1970 do LNEC destinada a fins rodoviários, a areia em estudo pode ser classificada como uma areia fina pertencente ao grupo A-3. Este grupo inclui areias finas provenientes de praias ou dunas e areias mal graduadas existentes em depósitos fluviais. Apesar de não ser o objetivo desta dissertação, classifica-se a areia de Coimbra, segundo esta especificação portuguesa destinada a fins rodoviários, como tendo um bom comportamento na camada sob o pavimento.

Segundo a norma D 2487-06 da ASTM para a Classificação Unificada de solos, a areia de Coimbra pode ser ainda classificada como uma areia média, visto as dimensões das partículas estarem entre os peneiros n.º 20 e n.º 140. Ainda segundo esta norma, determinou-se o coeficiente de uniformidade ( $C_U$ ) e o coeficiente de curvatura ( $C_C$ ), através da aplicação das expressões (3.1) e (3.2), respetivamente.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1)$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (3.2)$$

Nas equações (3.1) e (3.2), os valores de  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{60}$  são os diâmetros onde se situa 10%, 30% e 60%, respetivamente, da percentagem de passados da amostra. Sabendo que  $D_{10}=0,157\text{mm}$ ,  $D_{30}=0,256\text{mm}$  e  $D_{60}=0,329\text{mm}$ , determinou-se um coeficiente de uniformidade de 2,10 e um coeficiente de curvatura de 1,27. De acordo com o sistema de classificação

unificada da norma D 2487-06 da ASTM, a areia pode ser classificada como uma areia SP, ou seja, mal graduada.

### 3.3. Densidade das partículas sólidas

A densidade das partículas sólidas ( $G$ ) foi determinada seguindo os procedimentos preconizados na norma NP-83 de 1965 do LNEC. Este parâmetro foi calculado a partir do quociente entre a massa de um volume de partículas a uma determinada temperatura, e a massa do mesmo volume de água destilada à temperatura de 20°C, expresso na equação (3.3). Não foi utilizada a nomenclatura da fórmula estabelecida na norma NP-83-1965 do LNEC e apresentada na equação (3.4).

$$G = \frac{m_4}{m_3 + m_4 - m_5} K \quad (3.3)$$

$$d_{20}^{t_x} = \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} K \quad (3.4)$$

Nas equações (3.3) e (3.4), a incógnita  $m_3$  é a massa do picnómetro cheio de água destilada (g), obtido no processo de calibração do picnómetro através da equação (3.5), em que  $m_1$  é massa do picnómetro vazio (g),  $m_2$  a massa do picnómetro cheio de água à temperatura  $t_1$  (g), e  $d_4^{t_1}$  e  $d_4^{t_x}$  são respetivamente a densidade relativa da água à temperatura  $t_1$  e  $t_x$ . Relativamente aos restantes parâmetros da equação (3.3) e (3.4),  $m_4$  é a massa da amostra seca em estufa (g);  $m_5$  a massa do picnómetro com a amostra e a água destilada (g) e  $K$  o fator de correção da temperatura obtido pela tabela da NP-83.

$$m_3 = \frac{d_4^{t_x}}{d_4^{t_1}} (m_2 - m_1) + m_1 \quad (3.5)$$



Figura 3.3 - Ensaio de determinação da densidade das partículas sólidas.

Na Figura 3.3, estão apresentados os dois picnómetros utilizados na determinação da densidade das partículas sólidas, com a respetiva amostra e cheios de água destilada. A densidade das partículas sólidas do Lote 2 resultante da média dos dois ensaios realizados é 2,64, sendo este valor igual ao determinado por Araújo Santos (2015), e idêntico ao valor de  $G = 2,65$  obtido por Santos (2009) para a areia de Coimbra recolhida na Quinta da Portela (Lote 1). O respetivo boletim do ensaio de determinação da densidade das partículas sólidas encontra-se no Anexo A.

### 3.4. Índice de vazios de referência

Os índices de vazios de referência são o índice de vazios máximo ( $e_{máx}$ ) e o índice de vazios mínimo ( $e_{mín}$ ), que dizem respeito aos arranjos mais solto e mais denso dos grãos da areia de Coimbra, respetivamente. Estes índices físicos são extremamente importantes na caracterização de solos arenosos, dependem da forma das partículas, bem como da sua distribuição granulométrica. Desta forma, tratam-se de parâmetros intrínsecos de cada solo, variando de areia para areia.

Não existem normas nem especificações portuguesas para executar a determinação dos índices de vazios de referência, tendo sido por isso utilizado o método C da norma D 4254-00 da ASTM e o método 1A da norma D 4253-00 da ASTM para determinar o  $e_{máx}$  e o  $e_{mín}$ , respetivamente.

#### 3.4.1. Índice de vazios máximo

A determinação do índice de vazios máximo ( $e_{máx}$ ) seguiu o procedimento validado por Araújo Santos (2015) baseado no método C da norma ASTM D-4254-00. A preferência pela utilização deste procedimento deve-se ao material existente no Laboratório de Geotecnia do ISEC. Uma vez que não se tinham à disponibilidade provetas de capacidade de dois litros, o ensaio foi realizado com as provetas de um litro existentes na instituição.

Para determinar o índice de vazios máximo, começou-se por pesar uma massa de amostra de 500g, a qual foi colocada dentro da proveta com um funil. Em seguida, foi colocada a rolha na proveta e a mesma foi agitada horizontalmente durante 30 segundos. Depois, fez-se a leitura do volume da amostra através das marcas da proveta e repetiu-se o procedimento vinte e uma vezes. Numa segunda fase destes ensaios, retirou-se uma porção de massa à amostra e repetiu-se o procedimento, acima descrito, com uma massa de 440,56g. Com esta variação de massa, pretende-se minimizar os erros sistemáticos associados à medição do volume. O número de ensaios realizados deve-se à dispersão de resultados que pode ocorrer na sua realização comparativamente com outros métodos.

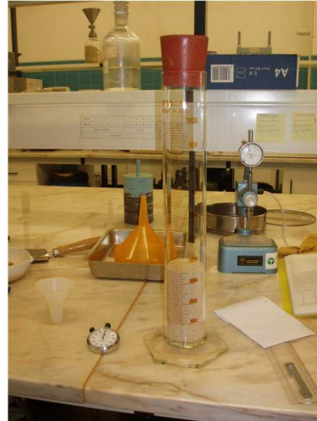


Figura 3.4 - Ensaio de determinação do índice de vazios máximo.

Na Figura 3.4 é apresentada a proveta de capacidade de um litro com a amostra utilizada na realização dos ensaios do índice de vazios máximo. Para determinar o índice de vazios máximo recorreu-se à equação (3.6), na qual  $G$  é a densidade das partículas sólidas,  $\gamma_w$  é o peso volúmico da água e  $\gamma_d$  é o peso volúmico seco.

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{G \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (3.6)$$

Para o Lote 2 da areia de Coimbra, obtém-se um valor de  $e_{m\acute{a}x}$  de 0,954, correspondendo à média dos trinta e um ensaios realizados. O respetivo boletim de ensaios é apresentado no Anexo A. O valor de  $e_{m\acute{a}x}$  é próximo do valor de 0,960 determinado por Araújo Santos (2015) para o mesmo lote e com recurso à mesma metodologia de ensaio. Porém, ambos os valores são diferentes do valor de 0,810 obtido por Santos (2009) com o mesmo procedimento para o Lote 1 da areia de Coimbra.

### 3.4.2. Índice de vazios mínimo

Na determinação do índice de vazios mínimo ( $e_{mín}$ ) seguiu-se, à semelhança do processo anterior, a metodologia validada por Araújo Santos (2015) que tem por base o método 1A da norma D4253-00 da ASTM. Foi utilizada a metodologia proposta por Araújo Santos (2015) devido à inexistência da mesa vibratória exigida no método 1A da norma que permitisse ajustar frequências e amplitudes durante a vibração livre do molde com a areia de Coimbra. O Departamento de Engenharia Civil do ISEC apenas dispõe de uma mesa vibratória de provetes de betão no laboratório de Materiais de Construção.

Para realizar o ensaio de determinação do índice de vazios mínimo foi utilizada a supramencionada mesa vibratória, um molde pequeno de Proctor com um volume de 931,22 cm<sup>3</sup> (diâmetro de 10,11cm e uma altura de 11,60cm), e um peso com uma massa de 9670g do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Iniciou-se o procedimento de ensaio pela determinação da massa do molde pequeno de Proctor tendo-se, posteriormente, colocado a alonga. Depois, pesou-se a areia suficiente para encher o molde e dividiu-se em sete porções iguais. Em seguida, colocou-se a primeira porção de areia no molde com recurso a um funil (Figura 3.5a)), e sob esta colocou-se o peso de 9670g (Figura 3.5b)). Este conjunto foi vibrado livremente durante 1 minuto, e findo este tempo repetiu-se o procedimento para as restantes seis camadas. Por fim, terminada a compactação das sete camadas, retirou-se a alonga do molde, rasou-se a amostra, limpou-se a envolvente do molde (Figura 3.5c)) e determinou-se a massa do conjunto do molde com areia.

O índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) foi determinado com recurso à equação (3.7).

$$e_{\min} = \frac{G \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (3.7)$$

O valor de  $e_{\min}$  determinado pela aplicação da equação (3.7) é de 0,536. Este valor é ligeiramente inferior ao  $e_{\min}$  de 0,550 obtido pelo mesmo procedimento por Araújo Santos (2015). Por sua vez, estes valores são superiores ao  $e_{\min}$  do Lote 1 da areia de Coimbra,  $e_{\min} = 0,470$  (determinado por Araújo Santos (2015) pela mesma metodologia), e  $e_{\min} = 0,480$  obtido por um método análogo por Santos (2009). O respetivo boletim do ensaio realizado é apresentado no Anexo A.

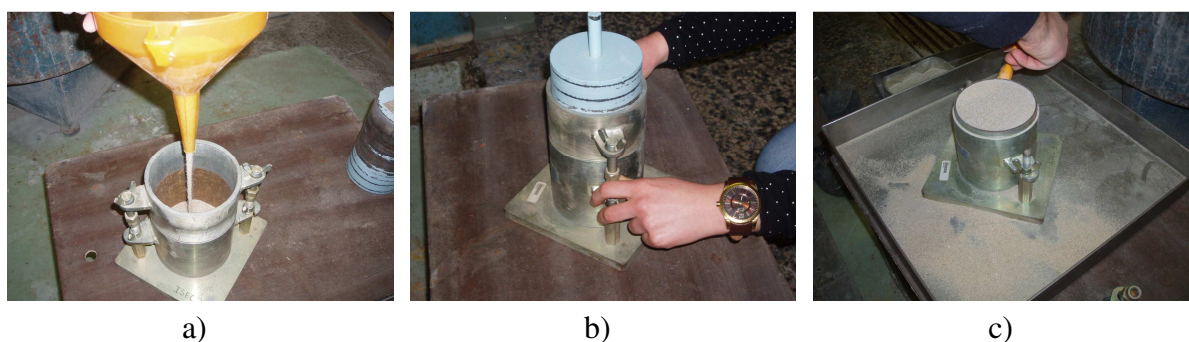


Figura 3.5 - Ensaio de determinação do índice de vazios mínimo: a) colocação da amostra com recurso a um funil; b) vibração do conjunto: molde, amostra e peso; c) limpeza do molde.

### 3.5. Densidade relativa

A densidade relativa ( $D_r$ ) é um parâmetro fundamental na caracterização de solos arenosos. A densidade relativa das areias corresponde ao estado em que se encontra a areia quando comparada com o arranjo mais solto e mais denso das partículas,  $e_{\max}$  e  $e_{\min}$ , respetivamente.

A determinação da densidade relativa pode ser feita através da aplicação de duas equações, sendo a primeira equação calculada em função do índice de vazios - equação (3.8) - e a segunda a partir do peso volúmico seco, como se expõe na equação (3.9).

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (3.8)$$

$$D_r = \frac{\gamma_{d,m\acute{a}x}(\gamma_d - \gamma_{d,m\acute{i}n})}{\gamma_d(\gamma_{d,m\acute{a}x} - \gamma_{d,m\acute{i}n})} \quad (3.9)$$

A densidade relativa pode ser expressa em unidades adimensionais entre 0 e 1, ou em percentagem variando entre 0% e 100%. Uma amostra é mais densa quanto maior for a sua densidade relativa, originando assim amostras com um índice de vazios menor e, conseqüentemente, com um maior peso volúmico. O estado mais solto da amostra ( $D_r=0\%$ ) ocorre quando  $e = e_{m\acute{a}x}$  e por sua vez, quando  $e = e_{m\acute{i}n}$ , obtém-se o estado mais denso possível da amostra ( $D_r=100\%$ ).

Neste estudo foram utilizadas as densidades relativas padrão de 40% e 70%, em conformidade com o estudo realizado por Araújo Santos (2015) para o Lote 2 da areia de Coimbra.

### 3.6. Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados os ensaios de reconhecimento da areia e determinados os parâmetros relativos à sua classificação granulométrica, densidade das partículas sólidas, e aos índices de vazios máximo e mínimo. Na Tabela 3.1 é apresentado o conjunto de resultados dos ensaios de identificação do Lote 2 da areia de Coimbra, realizados no presente estudo e publicados por Araújo Santos (2015). Como se pode observar, os valores apresentados para os dois conjuntos de ensaios são idênticos.

Tabela 3.1 - Resumo das características do Lote 2 da areia de Coimbra.

	<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>30</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>50</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>60</sub> (mm)</b>	<b>C<sub>u</sub></b>	<b>C<sub>c</sub></b>	<b>G</b>	<b>e<sub>máx</sub></b>	<b>e<sub>mín</sub></b>
Araújo Santos (2015)	0,180	-	0,290	-	1,78	1,00	2,64	0,960	0,550
Presente estudo	0,157	0,256	0,305	0,329	2,10	1,27	2,64	0,954	0,536



## **4. Equipamentos e Técnicas de Ensaio**

O comportamento da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial foi estudado com recurso ao equipamento de ensaio existente e disponível no Laboratório de Geotecnia do ISEC, e a acessórios desenvolvidos pela autora imprescindíveis para a realização dos ensaios. Por não se encontrarem inteiramente padronizados em nenhuma norma, é necessária a descrição dos procedimentos do ensaio de carregamento uniaxial e das respetivas técnicas de preparação de amostras.

Para produzir provetes com o mesmo método de preparação, mas com densidades relativas diferentes de 40% e 70%, foi essencial definir dois processos de montagem distintos para cada uma das técnicas de preparação de amostras utilizadas. Neste capítulo são descritos os procedimentos de montagem das duas amostras representativas dos dois estados iniciais considerados para a areia de Coimbra por analogia a três formas de deposição natural.

### **4.1. Equipamento de ensaio**

O carregamento uniaxial da areia de Coimbra foi realizado com recurso ao edómetro, equipamento existente no Laboratório de Geotecnia do ISEC. O ensaio com recurso a este equipamento é denominado de ensaio edométrico, sendo um ensaio de compressão unidimensional usualmente utilizado para determinar os parâmetros de compressibilidade de solos de baixa permeabilidade, como siltes e argilas. Contudo, o ensaio tem sido aplicado a solos arenosos para estudar a sua resposta ao carregamento uniaxial, analisando a variação do índice de vazios e a possível quebra de partículas após o carregamento (Coop e Lee, 1993; Jovicic e Coop, 1997; Hyodo et al., 2002; McDowell, 2002; McCormack, 2010; Wu et al., 2016).

Para a realização do carregamento uniaxial da areia de Coimbra teve-se como referência a parte 5 da norma BS 1377 de 1990, relativa ao ensaio edométrico. Em seguida, são descritos todos os constituintes do equipamento utilizado, bem como o sistema de aquisição de dados.

#### **4.1.1. Objetivo do ensaio**

O ensaio edométrico consiste em carregar uma amostra confinada lateralmente no anel do edómetro através da aplicação de vários incrementos de carga numa única direção. O carregamento origina uma variação de volume da amostra provocada unicamente pela variação da altura, resultando numa diminuição do índice de vazios proporcional ao aumento da tensão aplicada na amostra que está impedida de romper por corte.

#### **4.1.2. Constituintes do equipamento**

O equipamento edómetro do Laboratório de Geotecnia do ISEC é apresentado na Figura 4.1, com todos os seus constituintes devidamente legendados. Este equipamento é constituído por

uma haste onde são colocados vários pesos, uma alavanca de carga suportada por um parafuso, um caixilho de carga e uma célula onde é colocada a amostra a ensaiar.

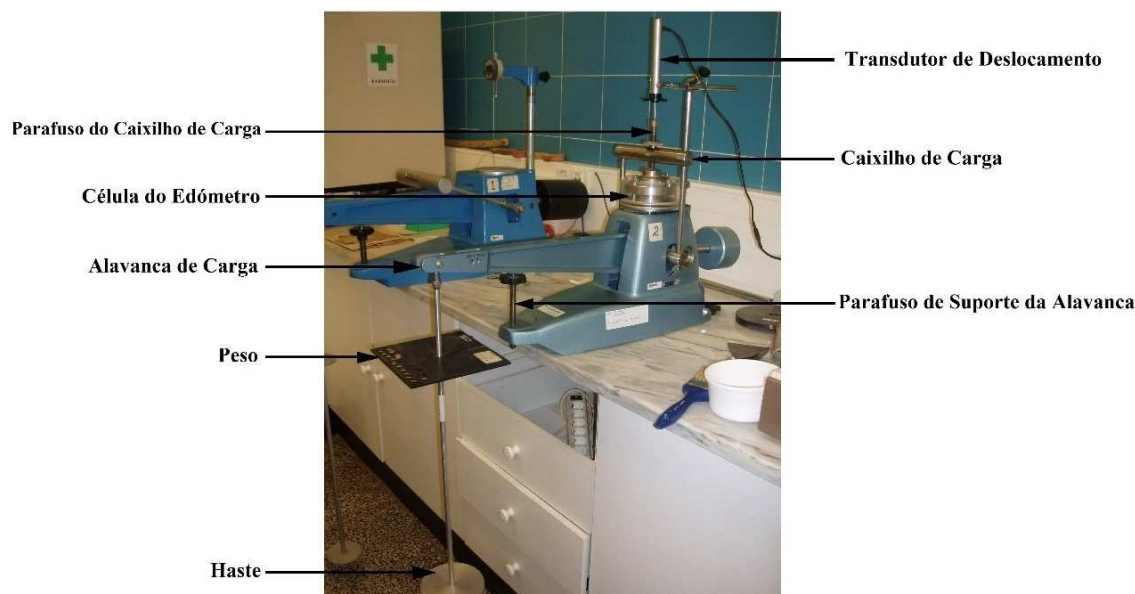


Figura 4.1 - Equipamento edômetro.

É na haste do edômetro que são colocados os pesos correspondentes a cada escalão de carregamento, esta haste possui três furações na extremidade da alavanca de carga. Cada furo diz respeito a um fator de ampliação diferente que aumenta os carregamentos aplicados à amostra nas proporções de 9,62:1; 9,82:1 e 11,04:1 vezes (ver Figura 4.3a)).

A alavanca de carga do edômetro transmite a carga aplicada na haste para o caixilho de carga. O carregamento é transferido ao caixilho de carga através da suspensão da alavanca resultante da descida do parafuso, esta transferência pode ser interrompida através da subida do parafuso que passa a suportar a força exercida sobre a alavanca de carga.

Por sua vez, o caixilho de carga transfere o carregamento à amostra a partir do parafuso ajustado no encaixe da placa de carga existente na célula do edômetro. É sobre a parte superior deste parafuso que está colocado o transdutor de deslocamentos que mede os assentamentos verticais que ocorrem na amostra ensaiada (ver Figura 4.3b)).

A Figura 4.2 ilustra esquematicamente a célula do edômetro, sendo composta por uma pedra porosa inferior, um anel rígido, uma alavanca, duas porcas e uma pedra porosa superior conjunta à placa de carga.

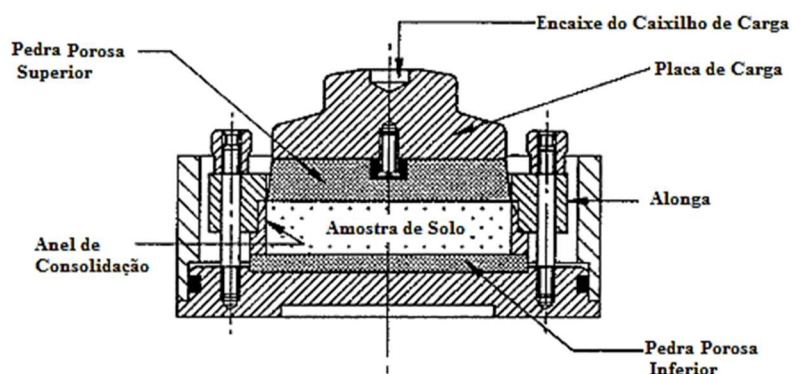


Figura 4.2 - Célula do edômetro.

O anel de consolidação da célula do edômetro onde é colocada a amostra a ser ensaiada, é um anel rígido em aço que impede os movimentos laterais da amostra, permitindo apenas a sua deformação vertical. O anel de consolidação original do equipamento - Figura 4.3e) - não foi utilizado em nenhum dos ensaios realizados, porque não é possível produzir provetes de areia de Coimbra neste anel. Para se conseguir montar as amostras foram fabricados dois novos anéis, o anel exibido na Figura 4.3f) para a realização de ensaios com areia no estado seco e o anel da Figura 4.3g) para os ensaios realizados no estado saturado. Sendo que todos os anéis apresentados têm as mesmas dimensões interiores, um diâmetro de 69,8mm e uma altura de 19,1mm.

A alonga apresentada separadamente na Figura 4.3h) permite prolongar a altura do anel, de modo a colocar a placa de carga sem perturbar ou danificar a amostra. A alonga é encaixada sobre o anel de consolidação e é fixada através de duas porcas apertadas nos veios existentes na célula do edômetro.

Por fim, nas extremidades da amostra existem duas pedras porosas que permitem a drenagem livre da água existente na amostra. A pedra porosa inferior tem um diâmetro superior ao diâmetro do anel, e é ilustrada na Figura 4.3d). Nos ensaios realizados com areia no estado seco não foi utilizada a pedra porosa inferior. Em vez disso, foi usada uma placa de aço com as mesmas dimensões incluída no anel, e cuja altura garante a correta montagem de todos os componentes do equipamento. Por sua vez, a pedra porosa superior foi utilizada em todos os ensaios por ser incluída na placa de carga - Figura 4.3i). Este conjunto tem um diâmetro inferior ao diâmetro do anel para permitir o seu movimento vertical durante o ensaio edométrico. A placa de carga tem uma massa de 577,90g e permite a transferência do carregamento uniformemente ao longo de toda a secção transversal da amostra.

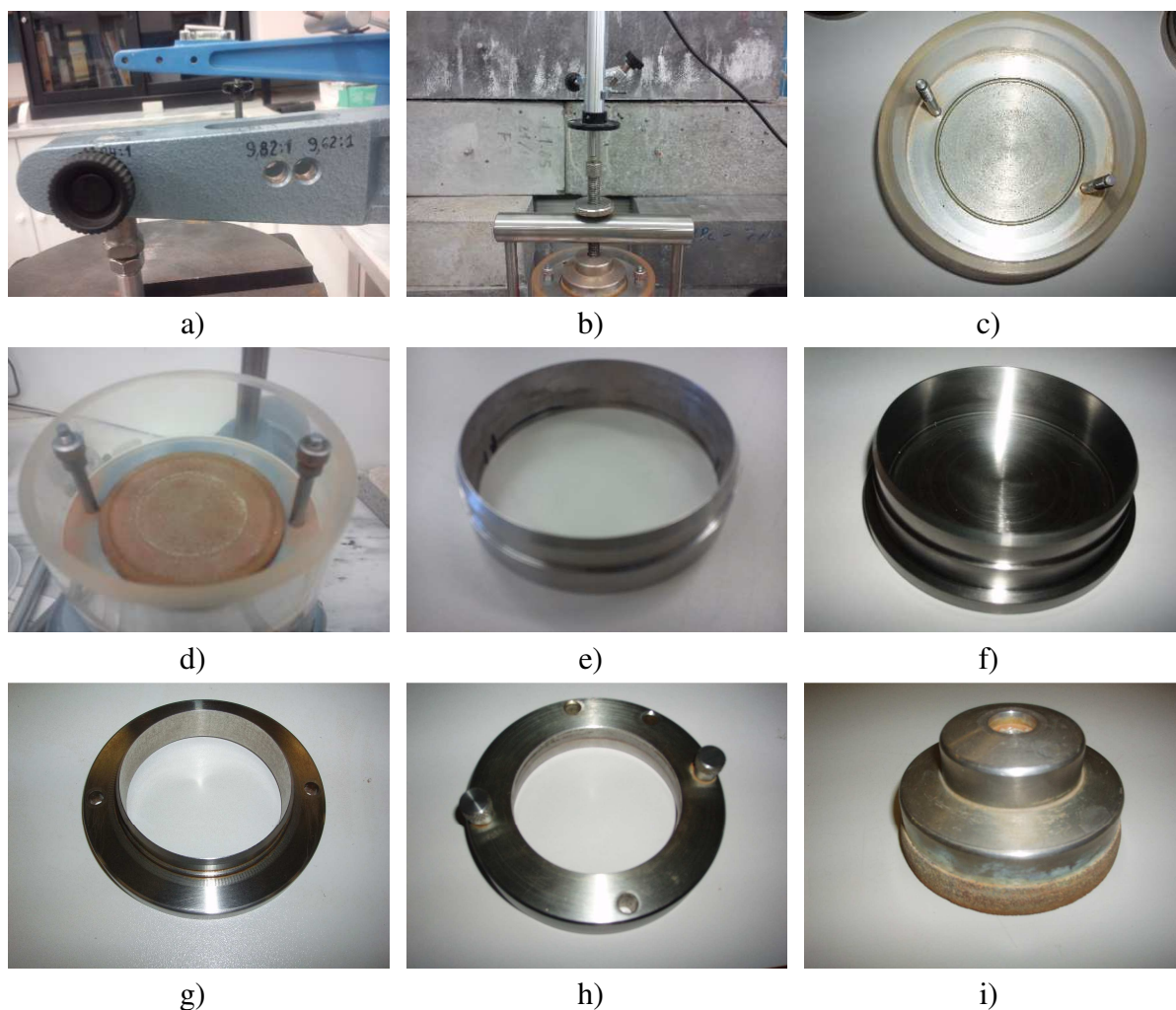


Figura 4.3 - Constituintes do edômetro.

#### 4.1.3. Sistema de aquisição de dados

Os deslocamentos verticais que ocorrem durante o ensaio foram registados automaticamente através de um sistema de aquisição de dados. Este sistema é composto por um transdutor de deslocamento ligado a uma estação digital e por um computador com o software GDSLab v2.5.4.26. Os dados medidos pelo transdutor de deslocamentos são registados no software durante o ensaio e gravados num formato do tipo \*.gds - Figura 4.4a) e Figura 4.4b). Os resultados são, posteriormente, convertidos num formato que permita o seu tratamento matemático numa folha de cálculo automático, tendo sido utilizado no presente trabalho o MSEXcel (\*.xlsx).

Antes de iniciar o ensaio edométrico foi necessário fazer a calibração do transdutor de deslocamentos. A calibração foi realizada com recurso a um suporte com um micrómetro do Laboratório de Geotecnia do ISEC exposto na Figura 4.4c). O procedimento de calibração do transdutor de deslocamentos consiste em colocar o transdutor no suporte impondo-lhe vários deslocamentos conhecidos através do micrómetro e registando as leituras no software GDSLab v2.5.

O transdutor foi colocado no suporte com o seu deslocamento a meio, de modo a conseguir realizar medições de 10mm no sentido positivo e negativo. Os deslocamentos ocorridos no sentido positivo são representativos da diminuição da altura da amostra provocada por um carregamento, isto é, compressão, enquanto os deslocamentos negativos acontecem devido à expansão da amostra nos escalões de descarga (extensão). A reta de calibração do transdutor de deslocamentos é apresentada na Figura 4.5, bem como a respetiva linha de tendência e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ).

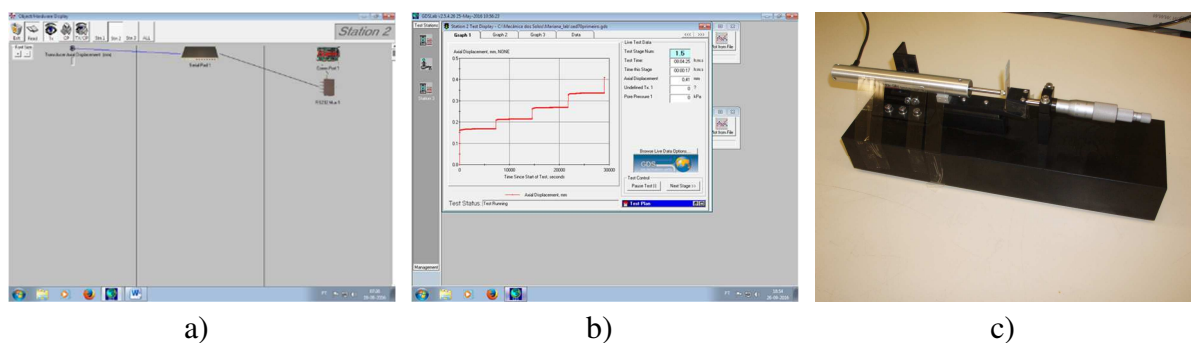


Figura 4.4 - Sistema de aquisição de dados: a) janela do software com a respetiva estação de realização do ensaio; b) janela de visualização do ensaio; c) suporte com micrómetro.

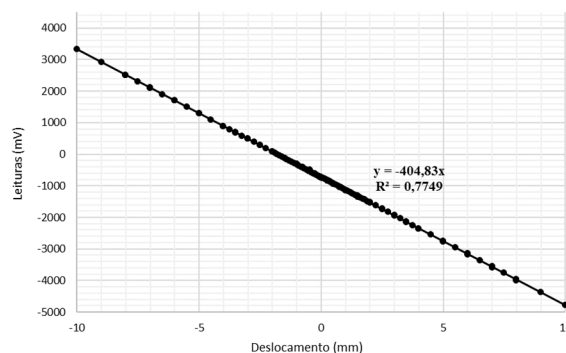


Figura 4.5 - Reta de calibração do transdutor de deslocamentos.

## 4.2. Técnicas de preparação da amostra

Nesta dissertação foram estudadas amostras reconstituídas por três técnicas de preparação distintas. As amostras foram reconstituídas em laboratório através da utilização do método de deposição gravitacional em meio seco, do método de deposição gravitacional em água, e do método de compactação húmida (Oda, 1972; Ladd, 1974; Mulilis et al., 1977; Ishihara, 1993; Vaid et al., 1999; Frost e Park, 2003; Yamaro e Wood, 2004).

Nos solos granulares é necessário preparar cada provete individualmente. Estas técnicas de preparação permitem produzir amostras de solo arenoso de elevada qualidade, substituindo a necessidade de utilizar amostras intactas, cuja colheita é difícil, extremamente cara e com resultados criticáveis. Destaca-se, por exemplo, o método de congelamento (Yoshimi et al., 1994).

Os métodos de preparação permitem produzir amostras de areia com um grande intervalo de densidades relativas, obtendo-se provetes representativos do solo natural desde um estado solto até um estado muito denso. As amostras têm ainda uma distribuição homogénea e uniforme do índice de vazios ao longo de todo o seu esqueleto, sem segregação de partículas por tamanho (Kuerbis e Vaid, 1988).

Os métodos de deposição utilizados na preparação das amostras influenciam a resposta do comportamento do solo. Amostras preparadas por cada um dos métodos resultam em provetes com diferentes esqueletos, arranjos de grãos e distribuição do índice de vazios. Estas diferenças têm como consequência um comportamento distinto quando submetidas ao mesmo carregamento (Ladd, 1974; Ladd, 1977; Mulilis et al., 1977; Silver et al., 1980; Miura e Toki, 1982; Kuo e Frost, 1996; Frost e Park, 2003; Yamamuro e Wood, 2004). Estas técnicas influenciam também a resposta a fenómenos associados à liquefação de solos granulares (Ladd, 1974; Mulilis et al., 1977; Tatsuoka et al., 1986; e Yamashita e Toki, 1993). Cada uma das técnicas de preparação de provetes simula três estados diferentes de deposição *in situ*, como por exemplo, a deposição em sistemas dunares, em ambiente fluvial ou marítimo. Assim, nenhum resultado obtido por um dos métodos deve ser generalizado para os restantes (Leong e Chu, 2002).

### 4.2.1. Método de deposição gravitacional em meio seco

O método de deposição gravitacional em meio seco é o método mais utilizado na reconstituição de amostras de areia em laboratório. Este método é comumente denominado de “pluviação” seca e consiste em depositar o material granular seco dentro do molde deixando-o cair de um recipiente através do ar.

O método de “pluviação” seca é utilizado para reproduzir depósitos aluvionares naturais, sendo o que mais se aproxima à deposição natural do solo provocada pela erosão e transporte de sedimentos pela ação do vento. Este método permite um estudo mais próximo do real comportamento mecânico das areias *in situ* (Vaid et al., 1999). A técnica de “pluviação” seca é

comummente utilizado para determinar os parâmetros do solo que descrevem o seu comportamento *in situ*, sendo estas amostras mais uniformes no seu índice de vazios que as amostras preparadas pelo método de compactação húmida (Vaid e Negussey, 1988; Frost e Park, 2003).

A densidade relativa das amostras preparadas por “pluviação” seca é influenciada por quatro parâmetros: i) a altura de queda; ii) o fluxo de deposição; iii) a uniformidade da deposição e iv) as características das partículas (Kolbuszewski, 1948; Kolbuszewski e Jones, 1961; Butterfield e Andrawes, 1970; Rad e Tumay, 1987; Dave e Dasaka, 2012).

A densidade relativa pode ser controlada através da distância entre o topo da parede do anel e a base do recipiente de onde se realiza a deposição da areia, sendo denominada de altura de queda. Como pode ser observado na Figura 4.6, a altura de queda influencia a velocidade de queda das partículas, de acordo com o estudo realizado por Vaid e Negussey (1984). Pode concluir-se a partir do gráfico que a velocidade aumenta não linearmente com a altura até atingir uma altura de queda de 270cm para uma velocidade de 350cm/s.

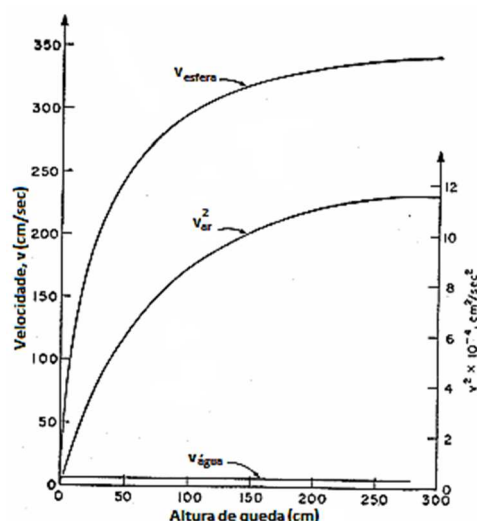


Figura 4.6 - Velocidade de queda das partículas (adaptado de Vaid e Negussey (1984)).

O efeito da altura de queda no esqueleto da amostra é mais predominante para baixas alturas de queda e torna-se menos significativo à medida que se aumenta a altura (Dave e Dasaka, 2012). Também a energia de impacto da deposição das partículas aumenta com a altura de queda até atingir a velocidade terminal (Kildalen e Stenhamar, 1977).

O fluxo de deposição corresponde à massa que é depositada numa determinada área durante um determinado período de tempo (Lo Presti et al., 1993). A densidade relativa aumenta com a diminuição do fluxo de deposição até atingir um valor máximo (Cressweell et al., 1999). O fluxo de deposição é influenciado pelo tamanho do bocal e pelo número de aberturas do recipiente de deposição da amostra (Miura e Toki, 1982).

No método de “pluviação” seca podem ser atingidas elevadas densidades relativas sem ser necessário aplicar vibração nem compactação (Miura e Toki, 1982). Esta característica é uma



das que diferencia este método dos outros dois utilizados no presente trabalho. Elevadas densidades relativas com baixos fluxos de deposição não podem ser atingidas com furos de diâmetro reduzido devido à obstrução dos mesmos. Assim, para produzir amostras com densidades relativas elevadas, podem ser utilizados dois peneiros com aberturas de malha diferentes para regular o fluxo de deposição (Rad e Tumey, 1987; Zhao et al., 2006).

A uniformidade da deposição da areia na amostra é um parâmetro crucial na sua reconstituição, é necessário garantir uma densidade relativa igual ao longo de toda a amostra, sendo que a sua uniformidade diminui com a diminuição do fluxo de deposição (Bellotti et al., 1991).

Para obter amostras mais uniformes são normalmente utilizados difusores ou peneiros com diferentes tamanhos de malhas para quebrar o fluxo de deposição da areia. A utilização de dois peneiros é suficiente para atingir uma amostra uniforme (Rad e Tumey, 1987). Por sua vez, a utilização de mais peneiros origina amostras mais densas (Fretti et al., 1995).

Em amostras com altura significativa, o dispositivo de deposição deve ser levantado continuamente à medida que se faz a “pluviação” da areia com a finalidade de produzir amostras com densidade relativa igual em toda a sua altura, principalmente em amostras com densidades relativas mais baixas. Por sua vez, para se produzirem várias amostras semelhantes em provetes de altura reduzida pode ser fixada uma altura de queda constante e estudada apenas a variação do fluxo de deposição (Rad e Tumey, 1987).

Por fim, as características das partículas influenciam a densidade relativa da amostra. Partículas de diâmetro inferior têm uma menor energia de impacto quando depositadas da mesma altura de queda, originando amostras com densidades relativas menores. A velocidade de queda aumenta linearmente com o diâmetro da partícula (Vaid e Negussey, 1984).

#### 4.2.1.1. Procedimento de montagem da amostra

Foram realizados dois procedimentos distintos de “pluviação” seca para se construir amostras com duas densidades relativas diferentes de 40% e 70%. O procedimento para obter amostras com uma densidade relativa de 40% é o seguinte:

1. pesa-se uma massa de amostra de areia de Coimbra com 425g;
2. determina-se a massa do tabuleiro com o conjunto composto pelo aspirador e pelo resguardo em cartão - Figura 4.7a);
3. isola-se a envolvente da câmara do edómetro com o resguardo e monta-se a estrutura de “pluviação” seca com a taça de plástico da densidade relativa de 40% - Figura 4.7b);
4. coloca-se a massa da amostra na taça plástica - Figura 4.7c);
5. inicia-se o processo de deposição da areia com recurso à chapa existente na estrutura até se preencher o anel do edómetro - Figura 4.7d);
6. terminada a “pluviação” seca, retira-se a estrutura utilizada - Figura 4.7e);



7. em seguida, rasa-se a amostra e limpa-se a envolvente do provete com recurso à colher e ao aspirador - Figura 4.7f);
8. concluída a limpeza da célula, pesa-se a areia que ficou fora do provete e verifica-se a densidade relativa da amostra;
9. por fim, coloca-se a alonga como ilustrado na Figura 4.7g), coloca-se a placa de carga e ajusta-se o caixilho do edómetro - Figura 4.7h). Monta-se o transdutor de deslocamentos e inicia-se o ensaio edométrico - Figura 4.7i).



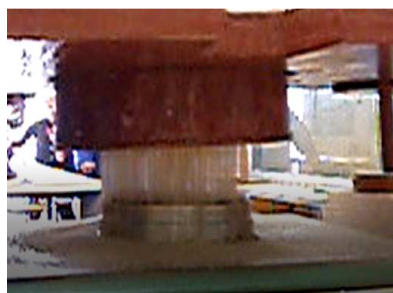
a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)



h)



i)

Figura 4.7 - Processo de preparação da amostra com densidade relativa de 40% pelo método de “pluviação” seca.

Em seguida, é descrito o procedimento de “pluviação” seca para produzir amostras com uma densidade relativa de 70%:

1. determina-se uma massa de areia de Coimbra de 525g;
2. pesa-se a massa do conjunto composto pelo aspirador e pelo resguardo de cartão;
3. em seguida, isola-se a envolvente da célula do edómetro com o resguardo;
4. monta-se a estrutura de “pluviação” seca apoiada sobre quatro provetes de argamassa com 4cm de altura. E coloca-se entre a estrutura e o anel o recipiente plástico transparente - Figura 4.8a);
5. coloca-se o peneiro  $\frac{1}{4}$  (#6,30mm) sobre a estrutura e sobre este o peneiro 8 (#2,36mm) - Figura 4.8b);
6. sobre os peneiros instala-se o recipiente de plástico onde se encaixa a taça com a furação da densidade relativa de 70% - Figura 4.8c);
7. depois, coloca-se a massa da amostra na taça e inicia-se a deposição da amostra - Figura 4.8d);
8. finalizada a deposição da amostra, rasa-se, limpa-se a sua envolvente e verifica-se a densidade relativa da mesma - Figura 4.8e);
9. por fim, monta-se a alonga, a placa de carga, ajusta-se o caixilho de carga, monta-se o defletómetro e inicia-se o ensaio - Figura 4.8f).



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 4.8 - Processo de preparação da amostra com densidade relativa de 70% pelo método de “pluviação” seca.

#### 4.2.1.2. Desenvolvimento do procedimento

Os procedimentos de “pluviação” seca descritos foram desenvolvidos para produzirem amostras com densidades relativas de 40 e 70%. Para tal, foi necessário estudar várias alternativas e produzir técnicas que permitissem replicar várias amostras idênticas com o máximo rigor possível.

Como ponto de partida para desenvolver estes procedimentos definiu-se que os recipientes a utilizar para fazer a “chuva de areia” seriam taças de plástico de fundo plano (diâmetro=10cm e altura=6cm), dada a facilidade em fazer várias furações neste material - Figura 4.9a). Inicialmente começou-se por determinar a densidade relativa do provete depositando a areia no anel colado numa placa de vidro, como se ilustra na Figura 4.9b).

Depois de realizar várias tentativas para produzir amostras com uma densidade relativa igual, constatou-se que para a mesma furação não havia coerência entre os resultados obtidos, devido a pequenas variações de altura e a movimentos mais bruscos realizados durante a deposição da areia. Assim, para fixar a altura de queda e controlar a densidade relativa apenas com o fluxo de deposição construiu-se, com o auxílio de um técnico, a estrutura de “pluviação” seca apresentada na Figura 4.9c) que faz com que a deposição da amostra seja um processo mecânico.

A estrutura de “pluviação” seca é composta por quatro apoios móveis em ferro e uma tábua de madeira com uma furação circular onde encaixa uma taça metálica sem fundo – Figura 4.9c). É nesta taça metálica que são colocadas as várias taças de plástico com as respetivas furações para obter diferentes densidades relativas. A taça metálica tem ainda uma abertura lateral com uma chapa que permite iniciar e parar o processo de deposição, como é ilustrado na Figura 4.9d), Figura 4.9e) e Figura 4.9f). Os quatro apoios móveis permitem diminuir a altura da estrutura para a realização de testes para definir o procedimento de ensaio, possibilitando ter a mesma altura de queda quando realizado o ensaio no edómetro e na balança - Figura 4.9g) e Figura 4.9h).

A estrutura de “pluviação” seca permitiu produzir amostras com as densidades relativas de 40% e 70% com duas taças de plástico com furações de diâmetro de 3 mm e de 1,7 mm, respetivamente. Nos testes realizados para cada procedimento de montagem da amostra obteve-se uma densidade relativa média de 40,38% e de 71,28%. Os dados estatísticos destes ensaios iniciais são apresentados no Anexo B. Para manter a densidade relativa uniforme ao longo da amostra é necessário que o fluxo de deposição se mantenha igual durante a montagem do provete. Assim, é necessário colocar na taça de plástico uma massa de areia de 425g e 525g para a densidade relativa de 40% e 70%, respetivamente, garantindo-se a não interrupção do fluxo de areia durante o processo de deposição.

Depois de definidos os procedimentos de montagem da amostra, não foi possível replicar o processo de montagem na célula original do edómetro. Como o anel não é fixo à célula do equipamento, este desloca-se tanto ao montar como a rasar a amostra. Adicionalmente, a

dificuldade em centrar o anel na célula e encaixar a alonga criam um impacto que altera o esqueleto da amostra antes de iniciar o ensaio.

Numa primeira tentativa para solucionar este problema, recorreu-se à empresa Socem sediada em Martingança-Gare, Alcobaça, tendo sido realizada uma placa de aço com as mesmas dimensões da pedra porosa inferior para fixar o anel com cola, evitando-se assim danificar a pedra porosa inferior - Figura 4.9i). Porém, a colagem das duas peças levantou problemas quanto à homogeneidade da altura da cola e à descolagem constante das duas superfícies lisas. Para resolver esta situação, e não sendo aconselhável soldar o anel e a placa, fabricou-se uma peça única no torno mecânico para eliminar os problemas associados ao tempo que demoraria a central o anel na placa de aço.

A peça única desenvolvida garante um encaixe perfeito entre esta peça e a alonga, eliminando assim as vibrações que alteravam a densidade relativa da amostra. A peça única é ilustrada na Figura 4.9j), tem a vantagem de possibilitar a realização dos procedimentos de teste diretamente no edómetro e, posteriormente, determinar a massa na balança sem perda de material. Este facilita ainda a recolha da areia da envolvente do provete.

Solucionados os problemas anteriores, ao replicar os dois procedimentos definidos para a montagem das amostras com diferentes densidades relativas padrão, não foi possível obter as densidades relativas pretendidas. Com as taças que se obtinham densidades relativas na ordem de 40% e 70%, obtinham-se amostras com uma densidade relativa média de 32,85% e 54,7%, respetivamente, aquando da montagem no edómetro, como se pode observar no Anexo B. Esta discrepância de valores deve-se provavelmente à altura da amostra, nos testes realizados com o anel colado na placa de vidro com cola quente, a espessura de cola de cerca de 1mm aumentava o volume real da amostra. Assim, foi necessário realizar novamente várias furações para as taças de plástico, variando não só o número de furos, mas também o diâmetro dos mesmos. Foram utilizados 15 diâmetros diferentes com recurso aos 15 ferros apresentados na Figura 4.9k), com diâmetros a variar entre 0,7 mm e 3,5 mm.

Nesta segunda fase de testes, foram furadas 53 taças de plástico, algumas delas apresentadas na Figura 4.9l). A taça de plástico para obter amostras com uma densidade relativa de 40% é apresentada na Figura 4.9m), tendo sido obtido utilizando um ferro com 2,15 mm de diâmetro. A densidade relativa média obtida nos testes prévios foi de 39,97%. Para a densidade relativa de 70%, foram realizadas inicialmente furações com diâmetros desde 0,7 mm até 1 mm. Contudo, o processo de deposição da amostra não era uniforme devido à obstrução dos furos por algumas partículas. Apenas para diâmetros superiores a 1mm era possível garantir uma deposição uniforme da amostra. Assim, optou-se por utilizar uma taça com diâmetro de furação de 1,20 mm, tendo obtido um valor médio para a densidade relativa de 61,72%. Para obter uma densidade relativa de 70% foi necessário utilizar uma altura adicional à estrutura de 4cm e dois peneiros para se proceder à deposição. Desta forma, utilizou-se a estrutura com a taça metálica sobre a qual se colocaram dois peneiros e um recipiente de plástico com uma cavidade lateral que permite iniciar e parar a deposição da amostra - Figura 4.9n). No recipiente colocou-se a taça plástica com furações de 1,20 mm de diâmetro (Figura 4.9o)), entre a estrutura de

“pluviação” seca e o anel colocou-se também um recipiente de plástico transparente para evitar que a areia fosse projetada para fora da célula do edômetro. Foram realizados 25 testes com este procedimento, tendo sido obtida uma densidade relativa média de 70,78%, como apresentado no Anexo B.

Depois de definidos os dois procedimentos de montagem das amostras, para as duas densidades relativas de referência, e não sendo possível transportar a amostra a ensaiar até à balança para determinar a densidade relativa, foi necessário desenvolver um procedimento para recolher o excesso de areia sem danificar a amostra e, posteriormente, determinar de forma indireta a massa da amostra.

Inicialmente, na recolha da amostra, foi utilizado o aspirador do Departamento de Engenharia Civil do ISEC com as devidas adaptações a fim de conseguir aspirar o interior da célula do edômetro. Contudo, esta solução foi rapidamente descartada devido às vibrações provocadas pelo equipamento e à massa perdida durante o processo de aspiração.

Para fazer face a este problema, foi adquirido um pequeno aspirador “apanha migalhas”, tendo sido adaptado com dois tubos (um rígido e um maleável) que permite aspirar a areia no exterior do anel sem provocar vibração na amostra - Figura 4.9p). Para evitar perder as partículas mais finas de areia através do filtro, colocou-se o aspirador dentro do fundo de um recipiente (ver Figura 4.9q)), ao qual se atou um saco plástico transparente. Como o equipamento tem uma potência baixa, foi utilizada uma colher adaptada para recolher o maior excesso de areia - Figura 4.9r). Esta colher foi cortada e dobrada com a finalidade de entrar entre a célula do edômetro e o anel sem perturbar o provete a ensaiar. Foi ainda utilizado um resguardo de cartão para revestir a zona envolvente da célula e evitar possíveis perdas de material.

Por fim, para verificar a densidade relativa da amostra a ensaiar determina-se primeiro a massa de um tabuleiro com o cartão e o aspirador, e depois a massa deste conjunto com a massa de areia recolhida. Só depois de concluído o ensaio é que se determina a densidade relativa real do provete, após a recolha da amostra ensaiada.

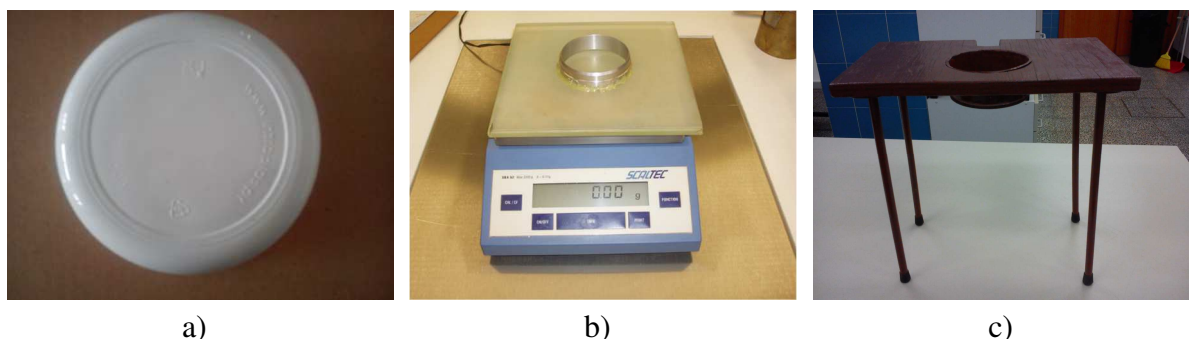


Figura 4.9 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pela técnica de “pluviação” seca.





d)



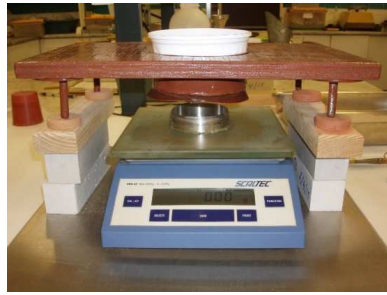
e)



f)



g)



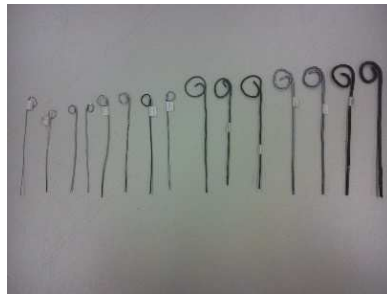
h)



i)



j)



k)



l)



m)



n)



o)



p)



q)



r)

Figura 4.9 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pela técnica de “pluviação” seca (continuação).

#### 4.2.2. Método de deposição gravitacional em água

O método de deposição gravitacional em água utilizado na reconstituição de amostras, é frequentemente denominado de sedimentação em água. Este método consiste em derramar o material granular saturado e livre de ar sobre o molde da amostra a uma altura de água uniforme, de modo a depositar a areia homogeneamente no interior do molde (Vaid e Negussey, 1984; Kuerbis e Vaid, 1988; Yegian et al., 2007).

Amostras produzidas por sedimentação em água têm um comportamento tensão-deformação idêntico às amostras intactas (Vaid et al., 1999). Esta técnica de preparação origina amostras com arranjos entre partículas mais semelhantes aos depósitos naturais (Gionna e Porcino, 2006). A técnica de sedimentação em água produz amostras uniformes quando as areias são mal graduadas. Por sua vez, para areias bem graduadas origina a segregação da amostra por tamanho das partículas, alterando a sua uniformidade (Vaid e Negussey, 1984).

No método de sedimentação em água, contrariamente ao método de “pluviação” seca a altura de queda não influencia a densidade relativa da amostra. Na Figura 4.6 é visível que a variação da velocidade em função da altura de queda é constante. A velocidade crítica é 6cm/s e é atingida a uma altura de 0,2cm, concluindo-se que, para alturas superiores, a altura de queda não influencia a densidade relativa da amostra (Vaid e Negussey, 1984).

Por fim, o método de sedimentação em água permite obter amostras mais densas que o método de compactação húmida, sendo normalmente estas amostras mais compressíveis durante o processo de compressão. Comparativamente ao método de “pluviação” seca, este método produz amostras menos densas, e para obter amostras com uma densidade relativa superior é necessário aplicar vibração no molde ou compactar a amostra (Wanatocoski e Chu, 2008).

##### 4.2.2.1. Procedimento de montagem da amostra

Seguidamente, descreve-se a técnica de sedimentação em água utilizada para reconstituir amostras. O procedimento desenvolvido para produzir amostras com densidades relativas diferentes é semelhante, variando só a massa e o número de vezes que se adensa a amostra via vibração. Assim, o procedimento de montagem das amostras pelo método de sedimentação em água é o seguinte:

1. pesa-se uma massa de areia, de 108,06g ou de 116,14g consoante a densidade relativa que se pretende obter (40% ou 70%, respetivamente);
2. junta-se a massa da amostra a um recipiente cheio de água (Figura 4.10a)) e coloca-se o recipiente no picnómetro de vácuo durante 10 minutos - Figura 4.10b);
3. durante o processo de eliminação do ar da amostra, monta-se a célula com o anel num tabuleiro próximo do edómetro. Encaixa-se a coluna de água e, posteriormente, enche-se de água;

4. finalizado o processo de vácuo da amostra, inicia-se o procedimento de deposição com recurso a uma colher mantendo sempre o nível da água acima do nível da areia - Figura 4.10c) e Figura 4.10d);
5. em seguida, a deposição da amostra é feita por dois processos diferentes para cada densidade relativa:
  - a. densidade relativa de 40%: deposita-se toda a massa da amostra continuamente no molde. Depois de concluída a deposição, adensa-se a amostra batendo com o martelo no molde até a altura da amostra coincidir com a altura do anel;
  - b. densidade relativa de 70%: deposita-se cerca de metade da amostra e adensa-se quatro vezes com leves pancadas no molde. Em seguida, deposita-se a restante massa de amostra no molde e adensa-se até estar nivelada com a altura do anel.
6. concluída a montagem da amostra, retira-se o excesso de água da coluna com uma seringa até ao nível da célula do edómetro;
7. seguidamente, retira-se cuidadosamente a coluna de água - Figura 4.10e) - e as porcas de fixação dos parafusos laterais;
8. por fim, fixa-se a alonga sobre o anel e monta-se a célula no edómetro - Figura 4.10f), sendo, posteriormente, colocada a placa de carga e iniciado o ensaio edométrico.

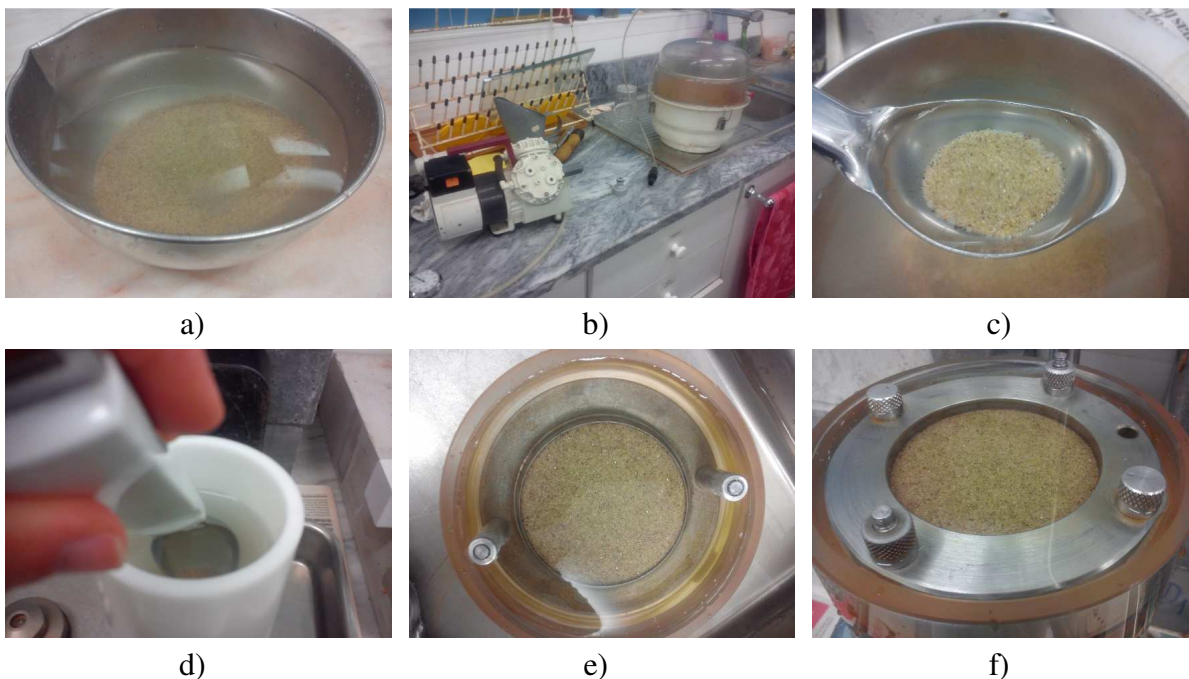


Figura 4.10 - Procedimento de preparação da amostra com densidade relativa de 40% e 70% pelo método de sedimentação em água.



#### 4.2.2.2. Desenvolvimento do procedimento

No desenvolvimento do método de sedimentação em água ocorreram os mesmos problemas associados à montagem da amostra no anel edométrico. Como o ensaio é realizado com uma amostra saturada, é necessária a drenagem livre da água da amostra pelas pedras porosas, não sendo possível realizar o ensaio com o anel fabricado para o procedimento de “pluviação” seca. Além dos problemas de montagem da amostra observados no método de “pluviação” seca, surgiu o problema adicional de encaixar uma coluna de água no anel.

Para montar a amostra na célula do edômetro estudaram-se várias alternativas e concluiu-se que a melhor solução era desenvolver um novo anel que fosse fixo à célula do edômetro para evitar compactações. Assim, para fabricar este novo anel recorreu-se novamente ao técnico e à empresa que desenvolveram o anel para a “pluviação” seca. Este anel com as mesmas dimensões interiores do anel original, tem um bordo circular exterior com duas cavidades que encaixam nos parafusos laterais da célula - Figura 4.11a). Na parte inferior do anel - Figura 4.11b) - existe uma margem de 1mm entre o anel e a pedra porosa inferior que permite a drenagem de água da amostra. Para fixar o anel, foram fabricadas duas porcas com 3,8cm de altura que apertam nos parafusos laterais existentes na célula do edômetro, evitando a movimentação do anel quando é retirada a coluna de água - Figura 4.11c) e Figura 4.11d).

Para fabricar a coluna de água vertical adquiriu-se uma peça cilíndrica em material POM (Polioximetileno), com diâmetro de 80,9mm e altura de 200mm, que foi torneada no torno mecânico até atingir um diâmetro interior igual ao diâmetro interior do anel. Como a coluna de água tem o mesmo diâmetro do anel, a deposição da areia é homogênea e não há interferências com o diâmetro da coluna - Figura 4.11e). Nesta coluna foi realizado um encaixe igual ao topo do anel - Figura 4.11f), que permite que as duas peças encaixem perfeitamente sem descontinuidades e sem influenciar a deposição da amostra, como se ilustra na Figura 4.11g). A coluna de água tem uma espessura de 6 mm e é possível ver, através desta, se a amostra está à mesma altura do anel, permitindo controlar o número de vezes que se vibra a amostra até se conseguir obter a densidade relativa pretendida.

Por fim, foi ainda utilizado o picnómetro de vácuo para retirar o ar da amostra. Durante dez minutos, a areia, que fora previamente colocada num recipiente de dimensões consideráveis preenchido com água, foi submetida a vácuo, como se ilustra na Figura 4.11h). Durante o transporte da areia até à coluna, deve manter-se sempre o nível de água acima da amostra para não incorporar novamente ar entre os grãos, utilizando para esse efeito a colher apresentada na Figura 4.11i).

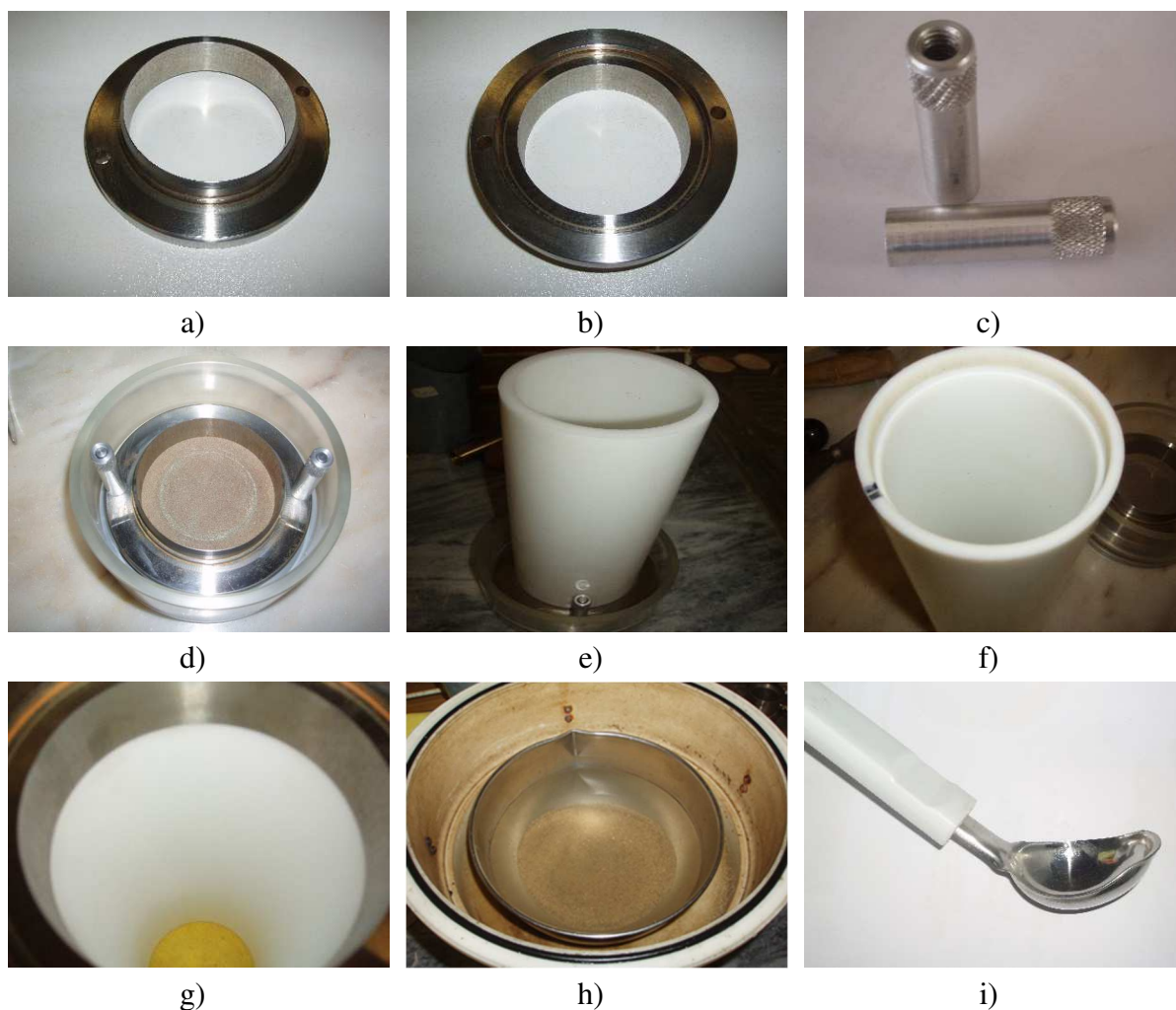


Figura 4.11 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pelo método de sedimentação em água.

#### 4.2.3. Método de compactação húmida

O método de compactação húmida consiste em compactar uma mistura de areia com um teor de água de 5% em várias camadas. Esta compactação pode ser realizada utilizando uma tampa com a finalidade de se obter várias camadas planas. (Wanatowski e Chu, 2008). Esta técnica simula o caso prático da areia húmida colocada como material de enchimento e, posteriormente, saturada devido à subida do nível freático (Olson et al., 2000; Chu e Leong, 2003).

Na preparação de amostras com um teor de água de 5% desenvolvem-se forças de tensão entre as partículas de areia, que obrigam a uma maior força de compactação na produção destes provetes. Estas amostras são inicialmente mais estáveis que as produzidas pelos outros métodos, sendo menos compressíveis durante o carregamento uniaxial e sofrendo menos deformação durante a saturação (Yamamuro e Wood, 2004).

O método de compactação húmida permite produzir amostras com um índice de vazios mais elevado do que os outros métodos, possibilitando a preparação de amostras com densidades relativas muito baixas. Este método pode produzir amostras com densidades relativas negativas, isto quando o seu índice de vazios é superior ao índice de vazios máximo determinado com a areia no estado seco (Sadrekarimi e Olson, 2012).

Em suma, o método de compactação húmida pode criar amostras mais suscetíveis à liquefação, devido às baixas densidades relativas (maior índice de vazios) e às forças de tensão da água entre os grãos (Kuerbis e Vaid, 1988).

#### 4.2.3.1. Procedimento de montagem da amostra

Na técnica de preparação de amostras por compactação húmida foram definidos dois procedimentos diferentes de montagem para cada densidade relativa padrão. O procedimento de montagem de amostras com uma densidade relativa de 40% é o seguinte:

1. pesa-se uma massa de areia de 108,06g referente à densidade relativa de 40%;
2. pesa-se uma massa de água de 5,4g, correspondente aos 5% de teor de água da amostra;
3. mistura-se homogeneamente a areia com a água e divide-se em quatro porções semelhantes - Figura 4.12a);
4. em seguida, coloca-se uma das porções no anel do edómetro e compacta-se levemente duas vezes com a tampa de borracha, em movimentos circulares do interior para o exterior - Figura 4.12b);
5. repete-se o mesmo procedimento para as restantes três camadas;
6. depois, coloca-se uma placa de acrílico sobre a amostra e compacta-se com o martelo até estar nivelada com a superfície do anel - Figura 4.12c);
7. finalizada a montagem da amostra - Figura 4.12d), desapertam-se as porcas de fixação do anel e monta-se a alonga;
8. coloca-se a célula no edómetro e procede-se à colocação da placa de carga sobre a amostra;
9. em seguida, satura-se a amostra durante 12 horas - Figura 4.12e);
10. concluídas as 12 horas de saturação, procede-se à realização do ensaio - Figura 4.12f).

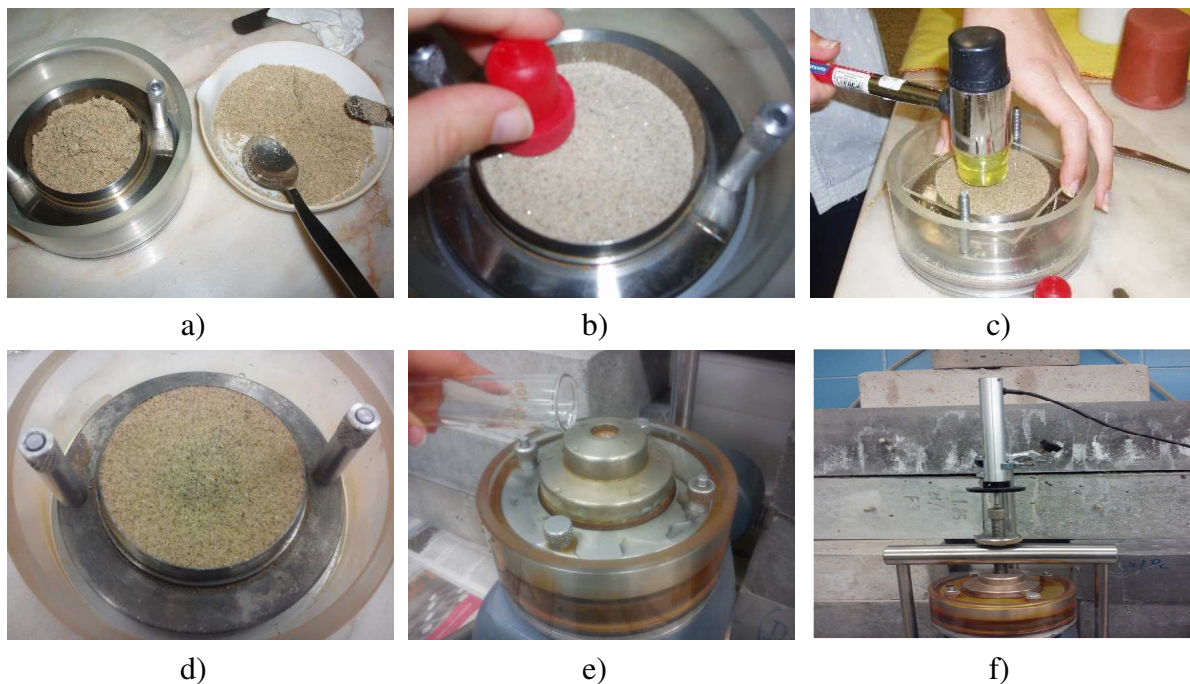


Figura 4.12 - Procedimento de preparação da amostra pelo método de compactação húmida com uma densidade relativa de 40%.

Em seguida, é apresentado o procedimento para obter amostras pelo método de compactação húmida com uma densidade relativa de 70%:

1. pesa-se 116,14g de areia de Coimbra e 5,8g de água;
2. mistura-se a areia e a água até obter uma amostra homogénea e divide-se em seis porções iguais - Figura 4.13a);
3. posteriormente, coloca-se no anel com uma colher uma das seis porções de areia húmida;
4. compacta-se a camada utilizando a tampa da proveta, batendo 5 vezes com o martelo - Figura 4.13b);
5. repete-se este procedimento de compactação para as restantes cinco camadas - Figura 4.13c);
6. compacta-se a última camada com a placa de acrílico e o martelo até ficar nivelada com a superfície do anel - Figura 4.13d);
7. terminada a montagem da amostra, retiram-se as porcas de fixação do anel e coloca-se a alonga;
8. depois, coloca-se a célula no edómetro e a placa de carga - Figura 4.13e);
9. por fim, antes de se iniciar o ensaio satura-se a amostra com água durante 12 horas - Figura 4.13f).

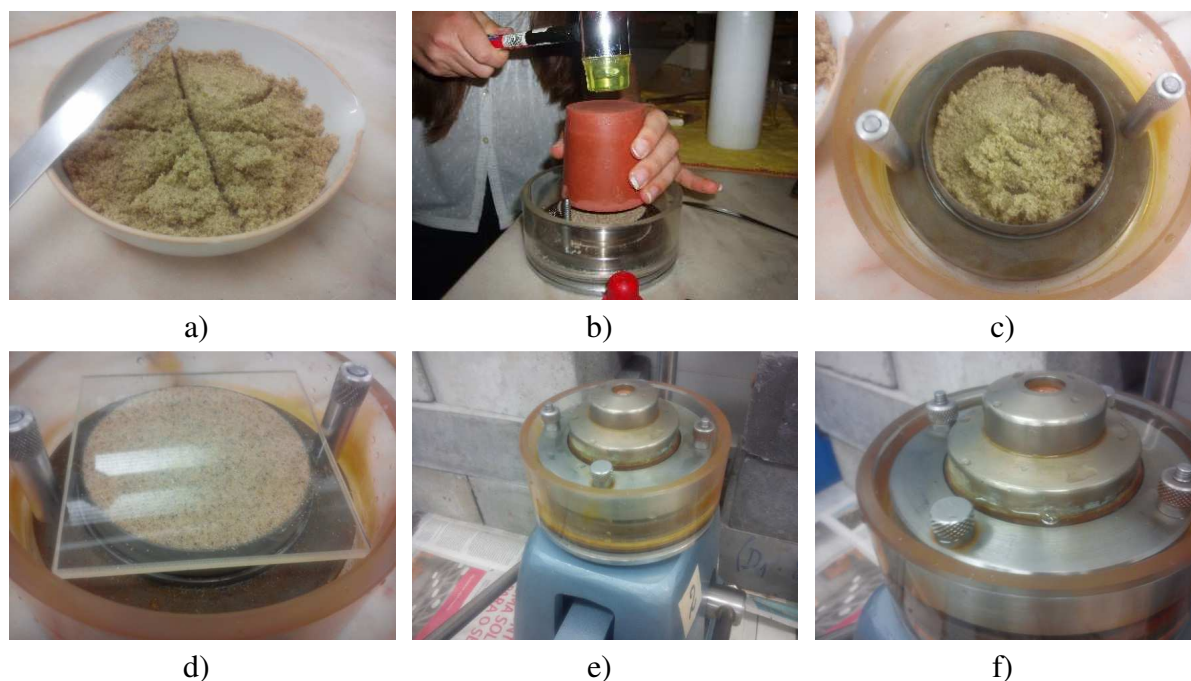


Figura 4.13 - Procedimento de montagem da amostra com uma densidade relativa de 70% pelo método de compactação húmida.

#### 4.2.3.2. Desenvolvimento do procedimento

No procedimento de compactação húmida foi utilizado o anel fabricado no desenvolvimento do método de sedimentação em água, visto ter sido previsto os procedimentos de execução dos dois métodos aquando da realização do mesmo.

No método de compactação húmida, foi apenas necessário definir os dois objetos com superfície plana que se iriam usar para compactar as várias camadas da amostra, de modo a obter subcamadas planas. Para compactar a amostra com uma densidade relativa de 40% adotou-se uma rolha de garrafa com diâmetro de 26,0mm - Figura 4.14a). Porém, para a amostra com densidade relativa de 70%, não foi possível compactá-la com esta rolha devido à força de compactação necessária para obter camadas com altura uniforme. Na compactação da amostra com uma densidade relativa de 70% foi utilizada a tampa da proveta de um litro devidamente polida no esmeril de bancada do laboratório de Materiais de Construção do ISEC até ter um diâmetro igual ao diâmetro interno do anel - Figura 4.14b).

No desenvolvimento do método de compactação húmida foram estudadas várias alternativas, com vários números de camadas e várias intensidades de compactação. Como nenhuma das amostras ficava totalmente nivelada com a superfície do anel, optou-se por utilizar uma placa de acrílico (80mm×80mm), que se ilustra na Figura 4.14c), para compactar a amostra até ter uma altura homogênea e igual em toda a superfície do anel.



Por fim, é importante salientar o cuidado necessário durante a transferência da areia para o anel, qualquer perda de material altera a densidade relativa da amostra.

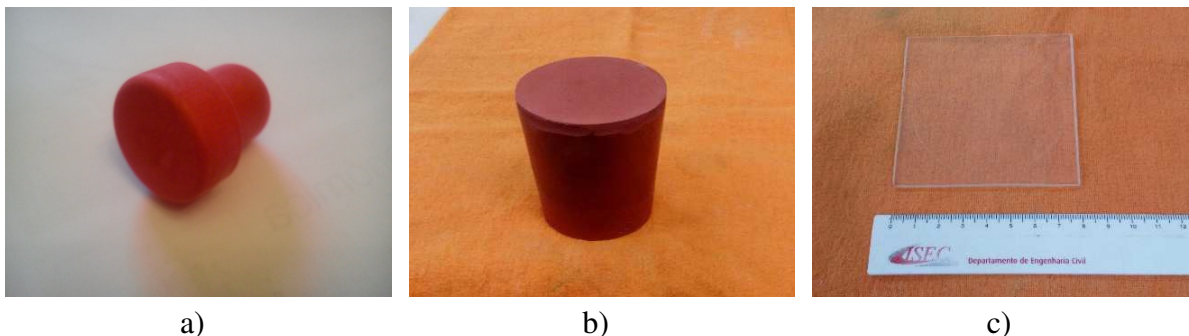


Figura 4.14 - Materiais utilizados no procedimento de montagem da amostra pelo método de compactação húmida.

### 4.3. Descrição do ensaio

#### 4.3.1. Montagem do equipamento

O procedimento utilizado para a realização do ensaio edométrico inicia-se pela montagem do equipamento, conforme referido na Parte 5 da norma BS 1377 de 1990. O processo de montagem do equipamento é o seguinte:

1. coloca-se o peso referente ao primeiro escalão de carregamento na haste do edómetro;
2. ajusta-se o parafuso de suporte da alavanca, de modo a sustentá-la e a impedir a transferência dos pesos da haste para a alavanca;
3. monta-se a placa porosa inferior e o anel na célula do edómetro, e procede-se à montagem da amostra por uma das três técnicas de preparação indicadas na secção 4.2;
4. concluída a montagem da amostra, encaixa-se a alonga no anel e fixa-se aos dois parafusos laterais da célula do equipamento;
5. coloca-se cuidadosamente sobre a amostra o conjunto constituído pela placa porosa superior e a placa de carga.
6. finalizada a montagem de todos os constituintes da célula do edómetro, coloca-se o caixilho de carga verticalmente sobre a célula e aperta-se o parafuso no encaixe da placa de carga;
7. por fim, sobre a parte superior do parafuso monta-se o transdutor de deslocamentos.

#### 4.3.2. Procedimento de ensaio

Concluída a montagem de todos os constituintes do equipamento, procede-se à realização do ensaio edométrico com registo dos deslocamentos verticais para cada escalão de carregamento através do seguinte procedimento:

1. inicia-se o programa, preenche-se os campos de caracterização do ensaio e ativa-se o registo automático das leituras;
2. inicia-se o primeiro escalão de carregamento do ensaio baixando o parafuso de suporte da alavanca;
3. concluído o tempo do primeiro escalão de carregamento, para-se o registo das leituras e sobe-se o parafuso de suporte da alavanca;
4. colocam-se os pesos referentes ao novo escalão e repete-se novamente o procedimento descrito. Note-se que os escalões de carga são apresentados na secção 4.3.3;
5. na realização dos escalões de descarga, quando se interrompe o registo das leituras é necessário pressionar a alavanca de carga contra o edómetro, apertando dois grampos antes de retirar os pesos colocados na haste. Posteriormente, ativa-se o registo dos deslocamentos e retiram-se os respetivos grampos;
6. depois de concluídos todos os escalões de carregamento, para-se o registo das leituras no programa e procede-se à recolha da amostra ensaiada.

#### 4.3.3. Escalões de carregamento

O procedimento de ensaio descrito consiste em incrementar sucessivamente várias cargas seguindo uma sequência de carregamento predefinida. Na compressão uniaxial da areia de Coimbra foram utilizadas as seguintes sequências de carregamento:

- 1kg, 2kg, 4kg, 8kg, 16kg, 32kg, 8kg, 2kg, 1kg;
- 1kg, 2kg, 4kg, 8kg, 16kg, 32kg, 8kg, 2kg, 1kg, 2kg, 8kg, 32kg, 64kg;
- 1kg, 2kg, 4kg, 8kg, 16kg, 32kg, 64kg, 128kg, 256kg, 64kg, 16kg, 4kg, 1kg.

Foram realizadas as três sequências de carregamento nos provetes ensaiados com areia no estado seco. Nos ensaios realizados com amostras de areia de Coimbra saturadas foi apenas executada a última sequência de carregamento, onde se atinge o escalão máximo com 256kg aplicados na haste do edómetro.

Todos os provetes ensaiados começaram com o primeiro escalão de carregamento igual, ambos com um peso de 1kg colocado na haste do edómetro. Nos escalões de carga, a massa dos pesos colocados na haste é duplicada em cada escalão até atingir um valor máximo predefinido. Depois de atingido o escalão de carga máximo, procede-se à realização dos restantes escalões

de descarga e recarga para estudar o comportamento da amostra quando submetida a variações de carregamento uniaxial.

Os escalões de descarga permitem analisar a resposta da areia quando sofre um alívio das tensões aplicadas, sendo que o número dos escalões de descarga é metade do número dos de carregamento. Ou seja, a redução da tensão aplicada na amostra é realizada através da diminuição dos pesos colocados na haste na proporção de  $1/4$  para cada escalão, com exceção do último escalão de descarga que a proporção é  $1/2$ .

Os escalões de recarga foram apenas realizados nos ensaios secos ensaiados pela segunda sequência, com a finalidade de estudar a memória do solo seco quando sofre um carregamento depois de uma fase de descarga. Estes têm o mesmo número dos escalões de descarga e aumentam na mesma proporção de  $1/4$ , com exceção do primeiro escalão.

A principal condicionante na realização do ensaio foi a tensão máxima possível de atingir durante a sua realização. Para se atingir o escalão de carregamento de 256kg, com uma tensão vertical efetiva aplicada na amostra de 7260,78kPa, foi necessário pedir emprestados dez pesos de 20kg ao Laboratório de Geotecnia da FCTUC e proceder ao reforço da bancada onde está fixo o edómetro. Retiraram-se as gavetas da bancada e reforçou-se a pedra com uma viga de betão e um ferro na sua extremidade - Figura 4.15a) e Figura 4.15b). Na parte superior da bancada foram ainda colocadas vigas de betão do Laboratório de Materiais de Construção do ISEC para impedir a sua rotação quando são colocados os 256kg na haste do edómetro – Figura 4.15c). Em suma, foi impossível dobrar o carregamento de 256kg por não existirem condições de segurança nem espaço na haste do edómetro para a colocação dos respetivos pesos.

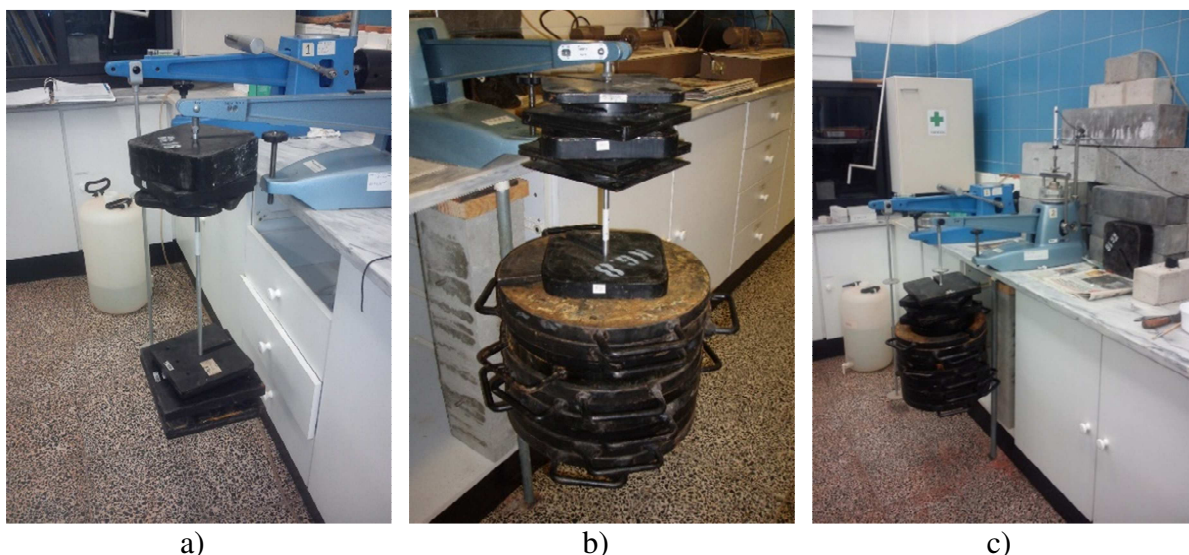


Figura 4.15 - Procedimento de reforço da bancada: a) Ensaio com 32kg colocados na haste do edómetro; b) reforço da bancada do laboratório; c) colocação de contrapesos na bancada.



#### 4.3.4. Duração do ensaio

Os escalões de carregamento efetuados durante os ensaios têm uma duração definida de 2 horas. Apesar da norma BS 1377 de 1990 referir um intervalo de 24 horas para cada escalão de solo de baixa permeabilidade, não se justifica intervalos de tempo superiores a duas horas para solos arenosos, já que a sua deformação ocorre nos primeiros instantes após o carregamento uniaxial.

O intervalo de tempo de cada escalão de carregamento foi definido através da realização do ensaio PS40CD\_1, a fim de comparar as leituras registadas durante 24 horas para cada escalão. Na Figura 4.16, é apresentado o assentamento acumulado dos três escalões de carregamento do ensaio PS40CD\_1, ao longo de 24 horas.

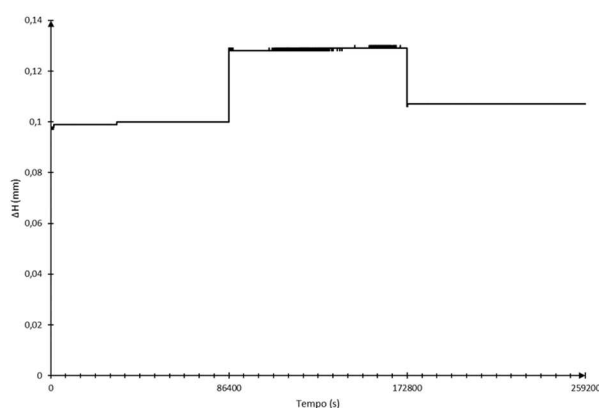


Figura 4.16 - Assentamento acumulado em função do tempo do ensaio PS40CD\_1.

Com base nos dados anteriores, definiu-se uma duração de tempo de 2 horas para cada escalão de carregamento. Na Tabela 4.1, são apresentadas as leituras registadas no decorrer do ensaio PS40CD\_1 ao fim de 2 horas e 24 horas, confirmando-se que não existem diferenças significativas na deformação da amostra.

Tabela 4.1 - Deslocamento vertical em função do tempo, ensaio PS40CD\_1.

Deslocamento vertical (mm)	Tempo	
	2h	24h
1º Escalão (1kg)	0,099	0,100
2º Escalão (2kg)	0,128	0,129
3º Escalão (1kg)	0,107	0,107

#### **4.4. Considerações finais**

Neste capítulo, expõem-se os equipamentos e técnicas de ensaio utilizados no estudo do comportamento da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial. Este tipo de ensaio segue os pressupostos dos ensaios edométricos tradicionais e, conseqüentemente, descreveram-se os objetivos deste ensaio.

Após terem sido descritos o equipamento de ensaio, o edômetro, e os seus constituintes originais, são apresentados os acessórios desenvolvidos para a correta preparação de amostras.

Seguidamente, foram explicadas as técnicas de preparação de amostras, por três métodos distintos de: i) “pluviação” seca, ii) sedimentação em água e iii) compactação húmida; tendo sido para cada método desenvolvidos dois procedimentos de montagem distintos para preparar amostras com diferentes estados iniciais (densidades relativas de 40% e 70%). A descrição dos métodos de preparação de amostras engloba a descrição dos seus procedimentos, das dificuldades ocorridas durante o seu desenvolvimento e a fundamentação dos acessórios desenvolvidos que permitiram realizar o ensaio.

Finalmente, referem-se os procedimentos do ensaio edométrico e das respetivas alterações deste procedimento, visto o solo ensaiado se tratar de uma areia.

## 5. Resposta Sob Carregamento Uniaxial

Neste capítulo pretende-se caracterizar o comportamento do Lote 2 da areia de Coimbra numa condição confinada e sujeita a um carregamento numa única direção, através de resultados obtidos experimentalmente com recurso ao equipamento edómetro.

A resposta sob um carregamento uniaxial da areia de Coimbra de jusante foi avaliada através de seis tipos de amostras diferentes, preparadas pelos procedimentos descritos na secção 4.2. Foram ensaiadas amostras soltas e densas (densidades relativas de 40% e 70%, respetivamente), reconstituídas por “pluviação” seca, sedimentação em água e compactação húmida. Note-se que, a nomenclatura e características dos ensaios, cujos resultados se apresentam, estão resumidos na Tabela 1.1.

Na primeira secção deste capítulo (5.1) é efetuada a análise dos resultados alcançados no presente estudo, sendo avaliada a influência tanto, da densidade relativa como das técnicas de reconstituição de amostras na resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial. Seguidamente, na secção 5.2, são comparados os resultados do Lote 2, determinados no presente estudo, com os dados já publicados para o Lote 1.

### 5.1. Análise dos resultados

Todos os ensaios seguiram a descrição feita na secção 4.3. Resumidamente, para cada escalão de carga com duas horas de duração, foram registadas as deformações verticais com recurso a um transdutor de deslocamentos. No Anexo C é apresentado, a título de exemplo, o boletim do ensaio PS40CD\_5 com as respetivas leituras registadas no decorrer do ensaio completo. Com base na variação da altura da amostra foi determinado, para cada escalão, o assentamento em função da tensão, o índice de vazios, e o índice de compressibilidade. Os resultados de todos os ensaios podem ser consultados no Anexo D.

Todos os resultados são apresentados num referencial ortonormado  $xOy$ , com a tensão efetiva vertical,  $\sigma'_v$  (kPa), no eixo das abcissas numa escala logarítmica e, no eixo das ordenadas, o índice de vazios,  $e$  (-), numa escala natural. Salvo indicações em contrário, todos os ensaios apresentados correspondem a escalões com duração de duas horas.

A Figura 5.1 ilustra um gráfico exemplificativo da variação do índice de vazios em função da tensão efetiva vertical resultante de um ensaio com três fases de carregamento distintas: i) carga, ii) descarga e iii) recarga. Com a finalidade de facilitar a posterior leitura dos gráficos foram denominados os pontos de inversão de cada fase de ensaio com recurso a letras, iniciando a leitura no ponto A e terminando em E. O troço AB é relativo ao primeiro carregamento; em seguida, o troço BC corresponde ao ramo de descarga iniciado após o fim da fase de primeiro carregamento (ponto B); o troço CD é representativo da fase de recarga da amostra que se inicia após a conclusão da fase de descarga (ponto C) e termina no ponto D, onde são igualadas as tensões efetivas verticais finais da fase de primeiro carregamento; finalmente, o troço DE que

corresponde novamente à linha de primeiro carregamento. Ambos os troços AB e DE correspondem à linha de compressão virgem (LCV) da amostra.

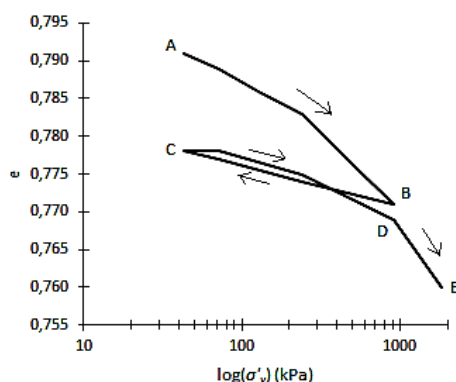


Figura 5.1 - Esquema explicativo das diferentes fases de carregamento do ensaio de compressão unidimensional.

As areias caracterizam-se como sendo solos de baixa compressibilidade, o índice de compressibilidade da areia de Coimbra foi determinado com recurso à expressão (5.1). Este corresponde ao declive da linha de compressão virgem e tem como variáveis a variação do índice de vazios ( $\Delta e$ ) e a variação do logaritmo da tensão efetiva vertical ( $\Delta \log(\sigma'_v)$ ).

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{e_f - e_i}{\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}\right)} \quad (5.1)$$

O cálculo do índice de compressibilidade foi limitado à máxima tensão efetiva vertical de 920,84kPa correspondente ao sexto escalão de carregamento, quando estão colocados 32kg na haste do edómetro. Esta delimitação deve-se ao valor teórico de 1000kPa, frequentemente mencionado por vários autores (Been et al., 1991; Lade et al., 1996; Coop, 2005), como sendo o início da tensão de cedência da areia, limite que também se pode observar na areia em estudo, como se descreve nas secções 5.1.1, 5.1.2 e 5.1.3.

A limitação do índice de compressibilidade pode ser explicada com recurso à Figura 5.2, onde é visível a diferença entre o declive da linha de compressão antes e depois da tensão de 1000kPa. Na primeira reta linear de menor declive, são mantidas as propriedades intrínsecas das partículas e os danos são resultado de pequenas quebras dos seus contornos. Por sua vez, quando é atingida a tensão de cedência a 1000kPa, a linha de compressão passa a ter um declive mais acentuado, provocado pelo aumento da quebra das partículas.

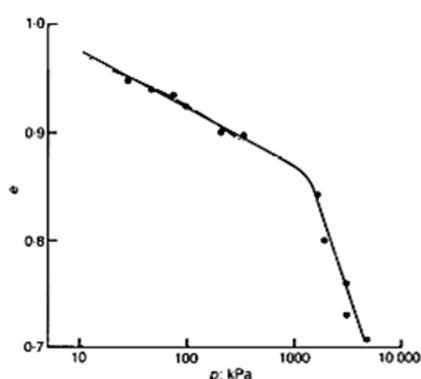


Figura 5.2 - Variação da linha de compressão a 1000kPa para a areia Leighton Buzzard (adaptada de Been et al. (1991)).

O índice de compressibilidade limitado a 1000kPa corresponde ao  $C_c$  da areia de Coimbra, antes das suas propriedades intrínsecas serem alteradas com a sucessiva quebra das partículas e ocorrer a degradação do material. Este valor é mais fidedigno de ser aplicado na prática corrente de engenharia civil, em que as tensões tipicamente aplicadas não excedem os 1000kPa.

Foi ainda determinado o índice de expansibilidade referente ao ramo de descarga ( $C_e$ ) através da expressão (5.2), e o índice de recompressibilidade correspondente ao ramo de recarga ( $C_r$ ) com recurso à expressão (5.3).

$$C_e = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{e_f - e_i}{\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}\right)} \quad (5.2)$$

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{e_f - e_i}{\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}\right)} \quad (5.3)$$

Nas seguintes secções são apresentados os resultados obtidos para cada técnica de preparação de amostras, e o seu comportamento é comparado para as diferentes situações em estudo, mas para o mesmo carregamento uniaxial. Por fim, é realizada uma análise conjunta do comportamento de ambos os lotes de areia de Coimbra.

#### 5.1.1. Método de deposição gravitacional em meio seco

A resposta da areia de Coimbra de jusante depositada por “pluviação” seca foi avaliada através de catorze ensaios elaborados pelas três sequências de carregamento, mencionadas na secção 4.3.

O conjunto de catorze ensaios realizados é apresentado na Figura 5.3. Numa primeira abordagem, pode referir-se que o comportamento da areia de Coimbra de jusante está

perfeitamente enquadrado com o estudo de outras areias submetidas a carregamentos unidimensionais, os quais foram referidos na secção 2.3.

Os resultados expostos no gráfico  $e - \log(\sigma'_v)$  da Figura 5.3 encontram-se agrupados em dois conjuntos, um localizado numa parte mais superior do gráfico e referente à densidade relativa de 40%, e outro correspondente à densidade relativa de 70% localizado mais inferiormente. Esta diferença é reflexo do valor de índice de vazios inicial correspondente a cada densidade relativa. Note-se que, apesar da dispersão dos índices de vazios iniciais, o desvio padrão da densidade relativa foi apenas de 1,93% para a densidade relativa de 40%, e 2,81% para a densidade relativa de 70%.

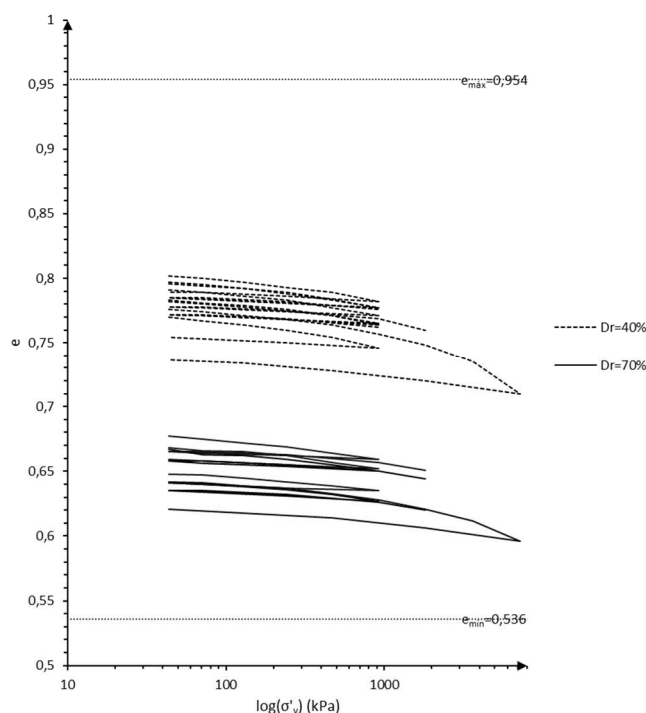


Figura 5.3 - Resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial, preparada pelo método de “pluviação” seca.

Pela análise da Figura 5.3, é visível que, como era expectável, o índice de vazios diminui em função do aumento da tensão efetiva vertical. Existe uma variação entre o índice de vazios inicial e final para a mesma tensão aplicada, e nenhuma das amostras recupera a sua forma inicial após o carregamento. Tal deve-se às diferenças plásticas que ocorrem durante o ensaio que, segundo Coop (2005), resultam da alteração da estrutura inicial da amostra através do rearranjo entre as suas partículas.

Na Figura 5.3 destacam-se os ensaios PS40CD\_7 e PS40CD\_3 que atingiram tensões efetivas verticais de 7260,78kPa e, conseqüentemente, tiveram uma maior variação do índice de vazios em relação aos ensaios que só atingem uma tensão efetiva vertical de 920,84kPa, devido à maior tensão aplicada durante o carregamento unidimensional.

Com a finalidade de proceder a uma análise mais pormenorizada, os resultados foram divididos em função da tensão máxima atingida na fase de primeiro carregamento. Numa primeira fase, foi estudado o comportamento dos ensaios que atingiram uma tensão efetiva vertical de 920,84kPa, representativos das tensões correntemente aplicadas em engenharia civil. Numa segunda fase, foi analisado o comportamento da areia de Coimbra quando o seu carregamento é interrompido por uma fase de descarga e subsequente recarga. Por fim, são apresentados os ensaios relativos à terceira sequência de carregamento que atingem uma tensão máxima de 7260,78kPa antes de se iniciar a fase de descarga da amostra.

Na Figura 5.4 ilustram-se os resultados das amostras ensaiadas pela primeira e segunda sequência de carregamento, com fases de carga e descarga, e de recarga. Uma análise global desta figura permite constatar que, durante a primeira fase de carregamento existe uma maior deformação acumulada (maior declive) do que durante a fase de descarga. Isto deve-se ao facto de, durante a fase de descarga, apenas serem recuperadas as deformações elásticas ocorridas durante o carregamento.

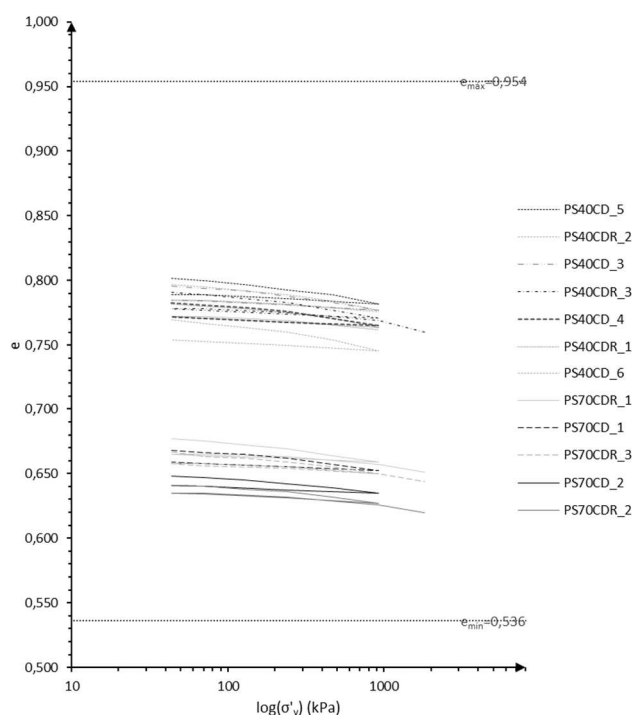


Figura 5.4 - Resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial até 920,84kPa, preparadas pelo método de “pluviação” seca.

Como era expectável, existe uma translação descendente das linhas de compressão em função da densidade relativa. Na Tabela 5.1, estão expostas as densidades relativas de todos os ensaios da Figura 5.4 organizados por ordem crescente, como apresentados no gráfico.

Tabela 5.1 - Densidade relativa dos ensaios apresentados na Figura 5.4.

Designação do ensaio	Densidade relativa (%)
PS40CD_5	35,17
PS40CDR_2	36,60
PS40CD_3	36,84
PS40CDR_3	38,04
PS40CD_4	39,95
PS40CDR_1	40,19
PS40CD_6	42,82
PS70CDR_1	65,79
PS70CD_1	68,18
PS70CDR_3	68,18
PS70CD_2	72,73
PS70CDR_2	74,64

O conjunto de ensaios com uma densidade relativa padrão de 40% está limitado inferiormente por 35,17% e superiormente por 42,82%, que correspondem ao limite de todas as linhas de compressão virgem obtidas para amostras no estado solto. Por sua vez, para os ensaios sobre amostras densas, cuja densidade relativa padrão é 70%, o seu limite inferior e superior é 65,79% e 74,64%, respetivamente, referentes ao comportamento de amostras reconstituídas no estado denso. Salientar que os ensaios PS70CD\_1 e PS70CDR\_3 têm a mesma densidade relativa de 68,18% e apresentam uma resposta coincidente durante o carregamento uniaxial. Esta sobreposição vem reforçar o facto que o comportamento das areias, nomeadamente da areia de Coimbra, depende do estado inicial, isto é, da densidade relativa e da tensão inicial.

Tendo em conta os pressupostos referidos no parágrafo anterior, é possível afirmar que o método desenvolvido para reconstituir amostras por “pluviação” seca fica validado, uma vez que os resultados obtidos são coerentes entre si e, num caso particular coincidentes. Contrariamente aos restantes dois métodos, cujos resultados se descrevem nas secções seguintes, no método de “pluviação” seca a densidade relativa é controlada durante a deposição, tendo sido por isso necessária a sua validação através da realização de um número de amostras superior. Justificando assim o elevado número de ensaios apresentado para o método de “pluviação” seca.

Na Tabela 5.2 são apresentados os índices de compressibilidade, expansibilidade e recompressibilidade dos ensaios apresentados na Figura 5.4. Como era esperado, o índice de compressibilidade apresenta valores superiores aos índices de expansibilidade e recompressibilidade, concluindo que as amostras de areia de Coimbra apresentam um comportamento mais rígido na fase de descarga e recarga. Esta conclusão está de acordo com o comportamento previsto para a areia de Coimbra (ou qualquer outro solo), uma vez que, durante o primeiro carregamento ocorre o rearranjo das partículas e a diminuição de volume da amostra.



Tabela 5.2 - Índices de compressibilidade, expansibilidade e recompressibilidade das amostras carregadas unidimensionalmente até 920,84kPa.

	$C_c$	$C_e$	$C_r$
PS40CD_3	0,014	0,006	-
PS40CD_4	0,014	0,005	-
PS40CD_5	0,015	0,005	-
PS40CD_6	0,018	0,006	-
PS40CDR_1	0,014	0,006	0,008
PS40CDR_2	0,015	0,006	0,007
PS40CDR_3	0,015	0,005	0,007
PS70CD_1	0,012	0,005	-
PS70CD_2	0,010	0,005	-
PS70CDR_1	0,014	0,005	0,006
PS70CDR_2	0,011	0,006	0,007
PS70CDR_3	0,013	0,006	0,006

O índice de compressibilidade é superior para as amostras com densidade relativa de 40%, variando entre 0,014 a 0,018, enquanto para a densidade relativa de 70%, este parâmetro varia entre 0,010 e 0,014. Estes resultados coadunam-se com o referido anteriormente. Amostras mais densas apresentam um arranjo de partículas com menos vazios e, conseqüentemente, uma resposta mais rígida para os mesmos níveis de tensão. Na fase de descarga não existem variações significativas do índice de expansibilidade entre as duas densidades relativas, a resposta da areia é praticamente igual para todas as amostras. Este comportamento, também indicado em ensaios de resistência ao corte realizados sobre a areia de Coimbra, nomeadamente por Araújo Santos (2015), é indicativo que, para grandes deformações, se desenvolve uma estrutura especial e comum que culmina no Estado Crítico de deformação (Verdugo e Ishihara, 1996).

A resposta de recarga da areia de jusante foi estudada com base nos resultados obtidos para os seis ensaios: PS40CDR\_1, PS40CDR\_2, PS40CDR\_3, PS70CDR\_1, PS70CDR\_2, e PS70CDR\_3. Para se proceder à análise da fase de recarga foi necessário interromper a primeira fase de carregamento com uma fase de escalões de descarga e, posteriormente, voltar a carregar a amostra, os resultados são apresentados em dois gráficos distintos em função da sua densidade relativa (Figura 5.5 e Figura 5.6).

Os ensaios PS40CDR\_1, PS40CDR\_2 e PS40CDR\_3, cuja densidade relativa padrão é 40%, estão apresentados na Figura 5.5, sendo que os dois primeiros foram carregados após a descarga somente até ao valor de tensão efetiva vertical atingido na primeira fase de carregamento.

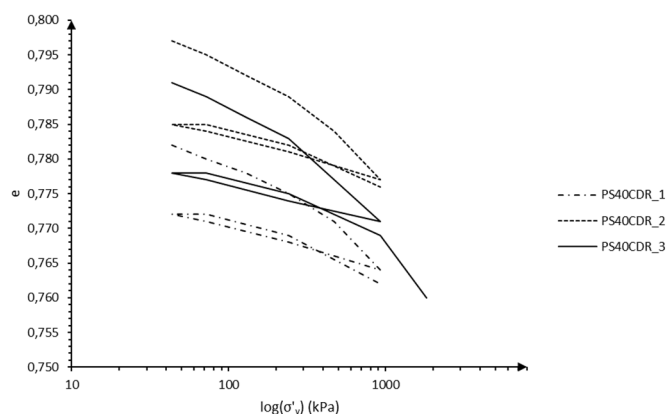


Figura 5.5 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial de amostras soltas com fase de recarga.

Analisando a Figura 5.5, o comportamento da areia na fase de recarga apresenta uma menor deformação comparado com o primeiro carregamento, sendo o declive da linha de recarga visivelmente menor até igualar o seu valor de tensão efetiva vertical. Note-se que, até ser atingida a tensão efetiva no início da descarga, a amostra apenas recupera as deformações elásticas ocorridas durante a fase de descarga.

No ensaio PS40CD\_3 após a fase de recarga, quando a tensão efetiva vertical volta a atingir novamente a tensão já aplicada (ponto D da Figura 5.1), ocorre uma mudança na trajetória da linha de compressão, que volta a coincidir com a linha de compressão virgem.

Para a densidade relativa de 70%, a avaliação da fase de recarga foi realizada com base nos ensaios PS70CDR\_1, PS70CDR\_2 e PS70CDR\_3. Estes ensaios encontram-se apresentados na Figura 5.6, onde é clara a tendência da linha de recarga a coincidir com a linha de compressão virgem quando se atinge a tensão efetiva vertical já aplicada, principalmente no ensaio PS70CD\_3, em que a linha de recarga interceta a linha de primeiro carregamento para tensão de 920,84kPa.

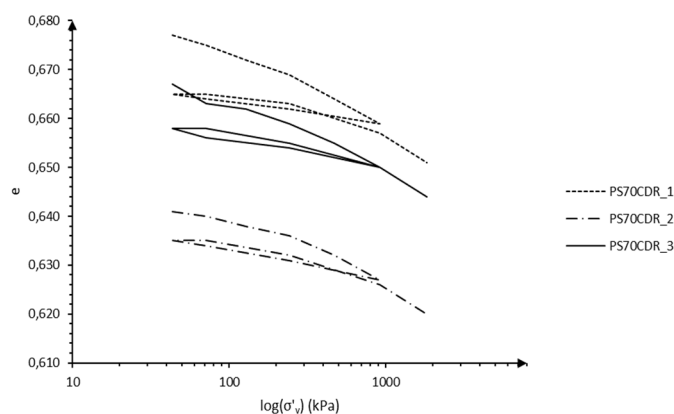


Figura 5.6 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial de amostras densas com fase de recarga.

À semelhança dos ensaios com uma densidade relativa de 40%, a resposta da areia densa sob um carregamento uniaxial apresenta igualmente um comportamento mais rígido na fase de recarga em relação à linha de compressão virgem até 920,84kPa. Este facto pode ser verificado pelos índices de compressibilidade apresentados na Tabela 5.2, que têm valores superiores aos índices de recompressibilidade, tendo a areia um comportamento mais rígido durante a fase de recarga.

Concluída a fase de recarga, todos os ensaios têm um índice de compressibilidade no troço subsequente de 0,017, que é semelhante ao índice de compressibilidade do último troço da linha de compressão virgem antes de se iniciar a descarga, quando a tensão efetiva vertical é de 920,84kPa, indo ao encontro do conceito de memória dos solos já apresentado.

Nos ensaios de recarga constatou-se um comportamento inesperado da resposta da areia no primeiro escalão de recarga, quando se coloca 1kg na haste do edómetro, ocorre um aumento de volume da amostra. Este comportamento peculiar ocorreu de forma sistemática em todos os ensaios com uma densidade relativa de 70% e no ensaio PS40CDR\_2 com uma densidade relativa de 40%. Posteriormente, foi realizado um ensaio com escalões de vinte e quatro horas em que o mesmo não se verificou. Na Figura 5.7 é apresentado o resultado do ensaio PS40CDR\_4, encontrando-se o respetivo boletim de ensaio no Anexo E.

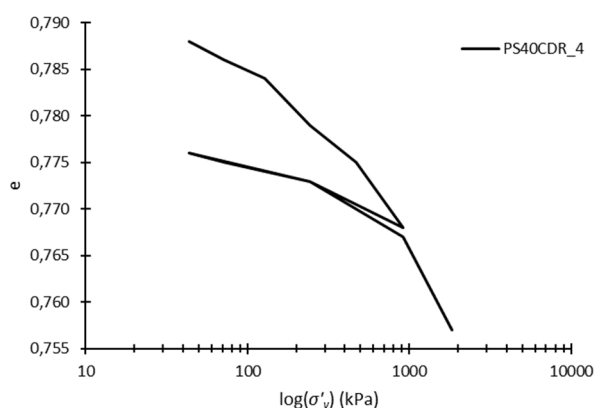


Figura 5.7 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial com escalões de 24horas.

Pode concluir-se que os ensaios realizados mostram uma dependência do tempo de carregamento na fase de recarga, principalmente nos ensaios com escalões de duração de duas horas para amostras com densidade relativa de 70%.

Por fim, na Figura 5.8 são apresentados os ensaios PS40CD\_7 e PS70CD\_3, a fim de comparar o comportamento de amostras reconstituídas por vários métodos até uma tensão efetiva vertical de 7260,78kPa.

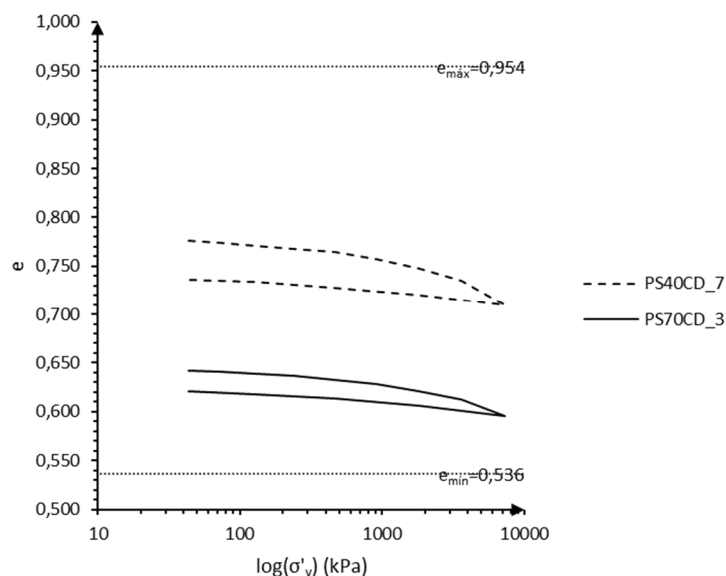


Figura 5.8 - Carregamento uniaxial da areia de Coimbra até 7260,78kPa, preparada por “pluviação” seca.

Com o aumento da tensão efetiva vertical aplicada diminui o índice de vazios da amostra, sendo esta variação mais significativa para amostras soltas. À semelhança dos ensaios anteriores, a amostra solta apresenta uma variação superior entre o índice de vazios inicial e final, e a amostra mais densa tem uma menor deformação. Para ambos os ensaios, é visível que a partir de 920,84kPa ocorre uma mudança na trajetória da linha de compressão virgem, a areia de Coimbra atinge nas imediações desta tensão vertical, a sua tensão de cedência.

O índice de compressibilidade dos ensaios PS40CDR\_7 e PS70CDR\_3 é 0,014 e 0,011, respetivamente, estando em conformidade com os resultados dos ensaios que atingiram tensões efetivas verticais de 920,84kPa. Por sua vez, o índice de expansibilidade é 0,012 para a amostra no estado solto e 0,011 para a amostra no estado denso. O índice de expansibilidade dos ensaios é superior ao determinado para as tensões efetivas verticais de 920,84kPa, devido à maior deformação ocorrida no carregamento uniaxial destas amostras até 7260,78kPa. Estes dados são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Índices de compressibilidade e expansibilidade das amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca e ensaiadas até 7260,78kPa.

	$C_c$	$C_e$
PS40CD_7	0,014	0,012
PS70CD_3	0,011	0,011

Finalizados os ensaios PS40CD\_7 e PS70CD\_3, procedeu-se ao registo fotográfico dos mesmos. Nas ilustrações a) e b) da Figura 5.9 são apresentadas as amostras com densidades relativas de 40% e 70%, respetivamente, no final do ensaio, após se ter removido a placa de carga. Na Figura 5.9 é evidente que a amostra com densidade relativa de 40% sofreu uma

deformação permanente superior, corroborando o facto de amostras mais densas terem uma maior rigidez, já que apresenta uma menor deformação após a realização do ensaio.



Figura 5.9 - Amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca com a máxima tensão aplicada de 7260,78kPa: a) densidade relativa de 40%; b) densidade relativa de 70%.

### 5.1.2. Método de deposição gravitacional em água

O método de deposição gravitacional em água foi descrito pormenorizadamente na secção 4.2, também denominado de sedimentação em água. Os cinco ensaios realizados com amostras reconstituídas por este método seguiram a terceira sequência de carregamento. Na Figura 5.10 são apresentados os resultados dos ensaios SA40CD\_1, SA40CD\_3, SA70CD\_1 e SA70CD\_2 elaborados para o estudo do comportamento da areia de Coimbra - Lote 2.

Dos cinco ensaios realizados foi desprezado o ensaio SA40CD\_2 devido a problemas na colocação da placa de carga superior. A placa de carga apresentou uma ligeira inclinação no decorrer do carregamento uniaxial da amostra, justificando a realização de um terceiro ensaio com densidade relativa de 40%. Este ensaio não foi utilizado em termos comparativos, embora apresente um comportamento na fase de descarga exatamente igual a SA40CD\_1 e SA40CD\_3.

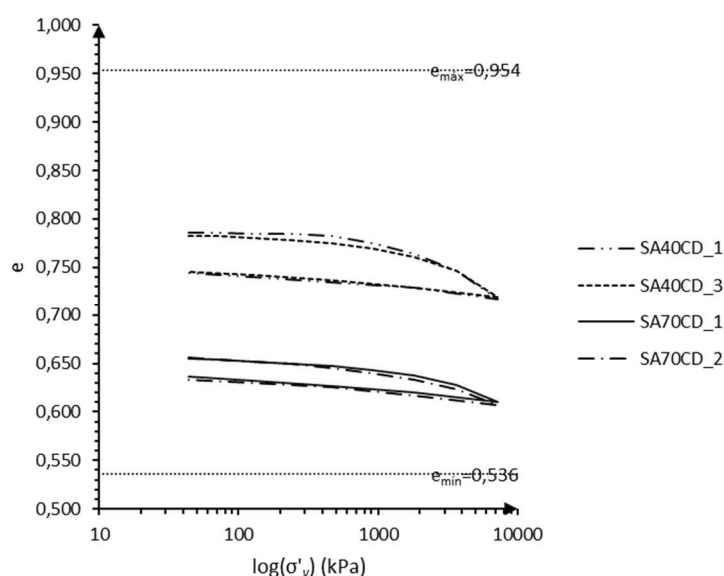


Figura 5.10 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial preparada pelo método de sedimentação em água.

Com base na Figura 5.10 pode concluir-se, globalmente, que o comportamento da areia de Coimbra de jusante depositada por sedimentação em água apresenta uma resposta idêntica às amostras reconstituídas pela técnica de “pluviação” seca, com uma trajetória semelhante sob o mesmo carregamento uniaxial. As amostras com densidade relativa de 40% apresentam uma maior deformação face às amostras com densidade relativa de 70%, que têm uma rigidez superior.

Os ensaios no estado solto e no estado denso, têm um comportamento quase coincidente para a mesma densidade relativa, não existindo dispersão nos resultados determinados. Os ensaios SA40CD\_1 e SA40CD\_2 têm um índice de vazios inicial de 0,786, e os ensaios com densidade relativa de 70%, SA70CD\_1 e SA70CD\_2, têm o mesmo índice de vazios inicial de 0,661. Como referido na secção anterior, esta coincidência realça o facto de o comportamento de areias depender unicamente do estado inicial.

Na Figura 5.10 demonstra-se, mais uma vez, que as amostras não recuperam a sua forma inicial após a fase de descarga, sendo esta diferença mais acentuada para amostras num estado mais solto. As amostras reconstituídas por sedimentação em água têm uma variação do declive da linha de compressão quando a tensão vertical atinge sensivelmente 1000kPa, correspondendo ao início de cedência da areia de Coimbra. Este início da cedência do material é mais evidente para amostras com densidade relativa de 40%.

O índice de compressibilidade foi determinado para a linha de compressão virgem até 920,84kPa, porém, o índice de expansibilidade do ramo de descarga foi calculado entre 7260,78kPa e 43,44kPa, apresentando por isso valores superiores, como exposto na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Índice de compressibilidade e expansibilidade das amostras preparadas pelo método de sedimentação em água.

	$C_c$	$C_e$
SA40CD_1	0,008	0,012
SA40CD_3	0,011	0,012
SA70CD_1	0,009	0,012
SA70CD_2	0,012	0,012

Todos os ensaios têm valores iguais para  $C_e$  e valores praticamente iguais de  $C_c$ , não sendo possível afirmar concretamente qual a densidade relativa que apresenta um índice de compressibilidade superior. A unicidade do índice de expansibilidade reflete a estrutura do solo desenvolvida para grandes deformações, como referido na secção 5.1.1.

A convergência dos valores do índice de compressibilidade pode ter origem no arranjo das partículas durante o procedimento de sedimentação em água. Note-se que, contrariamente ao método de “pluviação” seca, em que o arranjo das partículas depende da queda das mesmas, na sedimentação em água, após a deposição são impostas vibrações à amostra. Embora as amostras soltas e densas estejam sujeitas a níveis de vibrações diferentes, é legítimo deduzir que esta

ação pós deposição, idêntica para as duas densidades, pode condicionar a estrutura inicial das amostras.

### 5.1.3. Método compactação húmida

Foram ensaiadas sob carregamento uniaxial quatro amostras preparadas pelo método de compactação húmida para as duas densidades relativas padrão. Para o estado mais solto foram realizados os ensaios CH40CD\_1 e CH40CD\_2, e para o seu estado mais denso os ensaios CH70CD\_1 e CH70CD\_2.

A Figura 5.11 expõe os resultados dos quatro ensaios realizados com amostras reconstituídas por compactação húmida, estando estes em congruência com a resposta do Lote 2 sob carregamento uniaxial para amostras preparadas por “pluviação” seca e sedimentação em água. Tal como nos restantes métodos, os resultados mostram igualmente uma dependência da densidade relativa inicial e uma diminuição do índice de vazios em função da tensão aplicada.

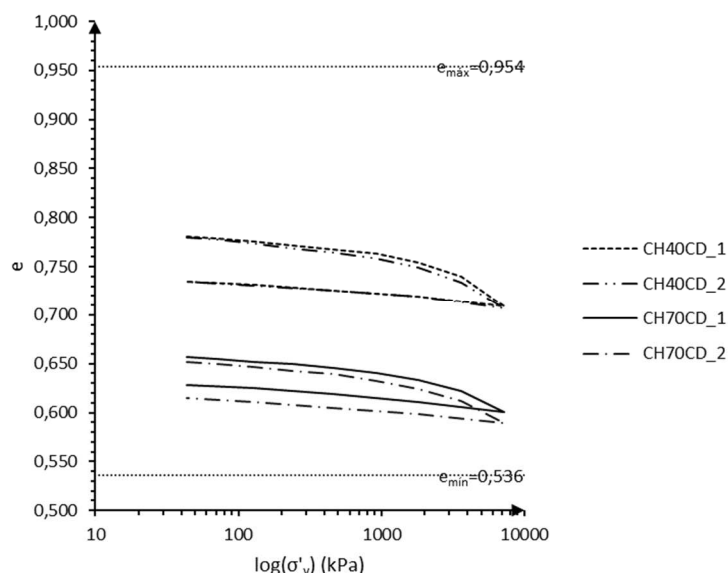


Figura 5.11 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial preparada pelo método de compactação húmida.

Efetuada a leitura dos resultados da Figura 5.11, é visível que os ensaios CH40CD\_1 e CH40CD\_2 apresentam um comportamento quase coincidente, com a mesma trajetória e quase sobrepostos. Contudo, os ensaios CH70CD\_1 e CH70CD\_2 apresentam uma ligeira diferença na trajetória da linha de compressão virgem e do índice de vazios em função da tensão aplicada. Uma vez que este método de preparação é dependente do autor, esta dispersão de resultados pode ter origem numa não homogeneidade local da amostra.

Em seguida, na Tabela 5.5 estão apresentados os índices de compressibilidade e expansibilidade de cada amostra reconstituída por compactação húmida. Amostras num estado mais solto apresentam um índice de compressibilidade médio superior às amostras ensaiadas num estado

mais denso. Para a linha de descarga, independentemente da densidade relativa, o  $C_e$  é idêntico para todos os ensaios realizados, apenas o ensaio CH40CD\_2 apresenta um valor ligeiramente superior de 0,013. Estes resultados coadunam-se, novamente, com o comportamento observado nas amostras preparadas por “pluviação” seca.

Tabela 5.5 - Índices de compressibilidade e expansibilidade das amostras preparadas pelo método de compactação húmida.

	$C_c$	$C_e$
CH40CD_1	0,014	0,012
CH40CD_2	0,017	0,013
CH70CD_1	0,013	0,012
CH70CD_2	0,015	0,012

#### 5.1.4. Considerações sobre os três métodos de preparação da amostra

Finalizada a análise individual dos métodos de reconstituição de amostras, procede-se à comparação dos resultados obtidos no presente estudo para as três formas representativas de diferentes modos de deposição natural de areias. Nesta secção, pretende-se verificar se o método de deposição *in situ* influencia a compressibilidade da areia de Coimbra através dos resultados obtidos experimentalmente em laboratório.

O conjunto de amostras ensaiadas pela terceira sequência de carregamento é apresentado na Figura 5.12, onde é visível que todos os ensaios têm um comportamento muito semelhante e não apresentam um espectro de resposta muito díspar.

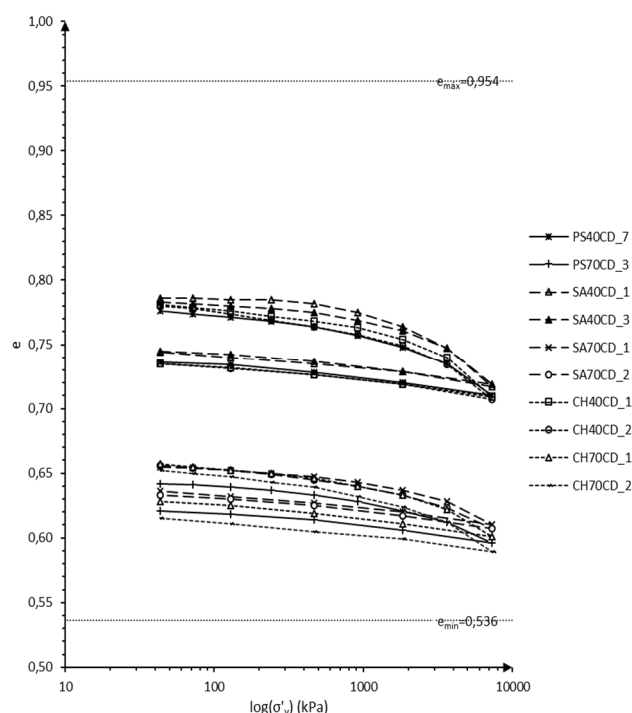


Figura 5.12 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial até 7260,78kPa, preparada pelas três técnicas de preparação de amostras.



Com o objetivo de distinguir os diferentes métodos de preparação de amostras procedeu-se à examinação individual dos resultados em função das duas densidades relativas predefinidas, de forma a tornar mais perceptível algumas diferenças.

Na Figura 5.13 são apresentados os ensaios de amostras soltas, PS40CD\_7, SA40CD\_1, SA40CD\_3, CH40CD\_1, e CH40CD\_2, onde são evidentes algumas diferenças entre os métodos de preparação da amostra.

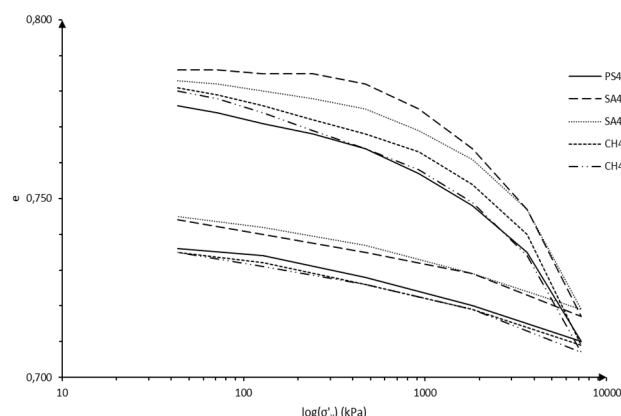


Figura 5.13 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial até 7260,78kPa, de amostras soltas preparada pelas três técnicas de preparação de amostras.

Os ensaios SA40CD\_1 e SA40CD\_3 apresentados na Figura 5.13, têm uma trajetória menos inclinada que os restantes métodos de reconstituição de amostras, tendo um comportamento mais rígido e uma menor deformação.

Por sua vez, o ensaio PS40CD\_7 tem um índice de vazios de 0,782 correspondente à densidade relativa de 41,5%, ligeiramente superior ao valor de 40,19% das restantes amostras. Este ensaio tem um declive superior às amostras reconstituídas por sedimentação em água, ou seja, o seu comportamento apresenta uma menor rigidez em relação a estas amostras.

Os resultados gráficos para a areia depositada pelo método gravitacional em meio seco e em água estão em conformidade com os fundamentos teóricos, em que a baixas tensões aplicadas a areia saturada tem um comportamento mais rígido que a areia seca (Ham et al., 2010; Wils et al., 2015).

Os ensaios CH40CD\_1 e CH40CD\_2 referentes ao procedimento por compactação húmida são os que apresentam maior inclinação da linha de compressão virgem até 920,84kPa, comparado com os restantes três ensaios. O método de compactação húmida apresenta uma estrutura menos estável que as amostras preparadas por sedimentação em água, uma vez que as amostras vibradas apresentam geralmente uma estrutura mais estável que as compactadas.

Seguidamente, na Figura 5.14 são apresentados os ensaios referentes aos três procedimentos que replicam a deposição natural da areia *in situ* num estado mais denso, PS70CD\_3, SA70CD\_1, SA70CD\_2, CH70CD\_1 e CH70CD\_2.

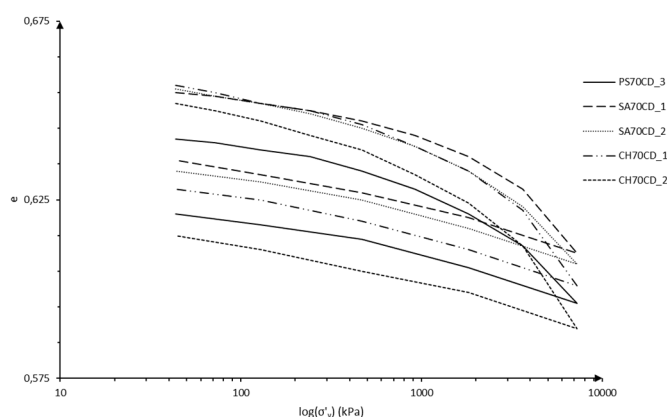


Figura 5.14 - Resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial até 7260,78kPa, de amostras densas preparada pelas três técnicas de preparação de amostras.

Na Figura 5.14, verifica-se que o método de sedimentação em água apresenta uma rigidez superior em função da tensão efetiva vertical aplicada, estando em conformidade com os resultados obtidos para a areia depositada pelo mesmo método num estado mais solto.

O ensaio PS70CD\_3, contrariamente aos restantes, tem um índice de vazios inicial de 0,643, correspondente a uma densidade relativa de 74,40%. Embora este facto possa condicionar algumas ilações, já que a curva de compressão se encontra localizada numa zona mais inferior do gráfico, é visível que a amostra reconstituída por este método apresenta uma deformação superior em relação à linha de compressão virgem da amostra preparada pelo método de sedimentação em água, reforçando a influência da água durante o carregamento uniaxial da areia.

As amostras reconstituídas pelo método de compactação húmida apresentam uma dispersão entre os resultados determinados. O ensaio CH70CD\_1 tem inicialmente um comportamento mais rígido que o ensaio CH70CD\_2, sendo quase coincidente com o ensaio SA70CD\_2 até 200kPa, só depois apresenta um declive mais acentuado e um menor índice de vazios atingido no último escalão de carregamento. Sendo estas amostras densas, a sua estrutura resultante de processos de preparação diferentes, pode ter influenciado a sua resposta quando carregada numa única direção. Por sua vez, o ensaio CH70CD\_2 tem uma inclinação superior aos outros ensaios e um índice de vazios inferior a 7260,78kPa, como as amostras soltas reconstituídas pelo mesmo método.

Em seguida, na Tabela 5.6 são apresentados os intervalos de valores de todos os índices de compressibilidade determinados até 920,84kPa, e os índices de expansibilidade dos ensaios que atingiram tensões efetivas verticais de 7260,78kPa. Os intervalos apresentados são discriminados em função do método de preparação de amostras e da densidade relativa.

Tabela 5.6 - Intervalos dos índices de compressibilidade e expansibilidade para as três técnicas de preparação com dois estados diferentes.

	$C_c$	$C_e$
PS40CD	0,014 – 0,018	0,012
PS70CD	0,010 – 0,014	0,011
SA40CD	0,008 – 0,011	0,012
SA70CD	0,009 – 0,012	0,012
CH40CD	0,014 – 0,017	0,012 – 0,013
CH70CD	0,013 – 0,015	0,012

Na Tabela 5.6 verifica-se que o menor índice de compressibilidade é obtido para amostras preparadas pelo método de sedimentação em água, este tem o menor intervalo do índice de compressibilidade nas duas densidades relativas padrão. Este método apresenta uma maior compressibilidade para a areia densa, facto que pode ter origem em erros durante o procedimento de montagem e colocação da placa de carga nas amostras num estado solto.

As amostras soltas preparadas pelos métodos de “pluviação” seca e compactação húmida apresentam um intervalo idêntico do índice de compressibilidade, respetivamente, 0,014 a 0,018 e de 0,014 a 0,017. Por sua vez, para amostras densas o método de compactação húmida apresenta um intervalo do índice de compressibilidade ligeiramente superior, entre 0,013 e 0,015, enquanto que o método de “pluviação” seca varia entre 0,010 e 0,014.

Relativamente ao índice de expansibilidade, com exceção dos ensaios de sedimentação em água que têm um valor igual para o estado solto e denso, os restantes métodos têm índices de expansibilidade superiores para as amostras com densidades relativas de 40%. Note-se, contudo, que as diferenças são pouco significativas, podendo-se concluir que o processo de deposição inicial da amostra não afeta o seu comportamento na fase de descarga, indicando que para grandes deformações se desenvolvem estruturas especiais e comuns que terminam no Estado Crítico de deformação (Verdugo e Ishihara, 1996).

Em suma, pode afirmar-se que os métodos de reconstituição de amostras de areia propostos nesta dissertação têm influência na compressibilidade da areia de Coimbra até uma tensão efetiva vertical de 920,84kPa. Os métodos de “pluviação” seca e compactação húmida têm amostras mais compressíveis quando comparados com a técnica de sedimentação em água, têm uma maior deformação em função da tensão aplicada. Porém, ambas são menos rígidas que as amostras preparadas por sedimentação em água, que são menos compressíveis até 920,84kPa e apresentam uma menor deformação. Estas diferenças resultam diretamente do processo de preparação, em que na sedimentação em água as amostras são vibradas até se atingir a densidade relativa que se pretende.

## 5.2. Carregamento uniaxial da areia de Coimbra (Lote 1 e 2)

A resposta da areia de Coimbra de jusante a um carregamento uniaxial está devidamente enquadrada com os dados já conhecidos para a areia de montante.

A avaliação da compressibilidade do Lote 1 e 2 foi realizada por procedimentos de montagem de amostras distintos, no presente estudo foram utilizadas técnicas com o objetivo de replicar os modos de deposição natural da areia, enquanto que no estudo desenvolvido por McCormack (2010) as amostras foram colocadas no anel do edômetro através da colocação de uma pasta de água e areia e, posteriormente, foram compactadas.

Os resultados têm uma diferença significativa entre as máximas tensões efetivas verticais atingidas. No presente estudo, como vem sido referido, foi apenas atingida uma tensão de 7280,64kPa, enquanto no Lote 1 foram atingidos 110000kPa. No estudo do Lote 2 não foi possível atingir a linha de convergência de todas as linhas de compressão virgem, representativa da maior degradação da areia provocada pela quebra sucessiva das partículas.

Na Figura 5.15 é apresentado o conjunto de linhas de compressão para os dois lotes de areia de Coimbra. As linhas de compressão virgem dos dois lotes apresentam um comportamento idêntico, sendo as amostras de areia de jusante com uma densidade relativa de 70% quase coincidentes com a trajetória das amostras de areia de Coimbra de montante com 40% de densidade relativa. Com base na Figura 5.15 não é possível afirmar que as linhas de compressão virgem do Lote 2 iriam atingir a mesma linha de convergência, uma vez que têm características diferentes e diferem na sua composição mineralógica.

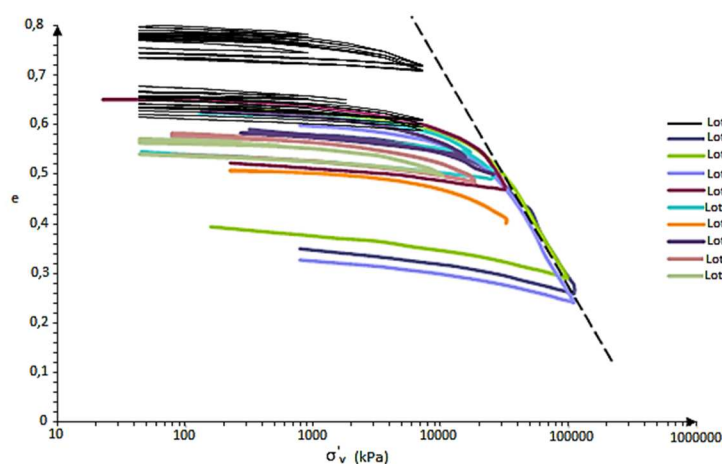


Figura 5.15 - Resposta do Lote 1 e 2 da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial.

Para o Lote 2 da areia de Coimbra foi determinado um intervalo do índice de compressibilidade entre 0,008 e 0,018 até 920,84kPa (Tabela 5.6). Este intervalo está de acordo com os resultados conhecidos para o Lote 1 da areia de Coimbra. Os ensaios do Lote 1 desenvolvidos por Santos et al. (2012) têm um índice de compressibilidade até 1000kPa de 0,015 para amostras soltas (densidade relativa de 40%), e 0,012 para amostras densas (densidade relativa de 80%). McCormack (2010) determinou um índice de compressibilidade de 0,016 até 11000kPa e 0,029 para 60 000kPa. Embora as tensões aplicadas sejam diferentes, os resultados apontam para o

facto da resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial poder não ser dependente da composição mineralógica.

### **5.3. Considerações finais**

A areia de Coimbra de jusante sujeita a um carregamento uniaxial tem como consequência a sua deformação em função da tensão aplicada, em que o rearranjo das partículas origina uma diminuição do índice de vazios da amostra. Esta variação é linear até aproximadamente 920,84kPa, a partir desta tensão a linha de compressão virgem inicia uma curvatura correspondente ao início de cedência da areia.

A areia de Coimbra aumenta de volume quando sucede o alívio das tensões aplicadas na amostra, ocorrendo um aumento do índice de vazios, mas que não é suficiente para recuperar o seu esqueleto inicial. Na fase de descarga, a areia tem um comportamento mais rígido relativamente à linha de compressão virgem do primeiro carregamento.

Terminada a fase de descarga, quando se procede novamente ao carregamento da amostra, o seu comportamento é mais rígido e sofre menor deformação para às mesmas tensões aplicadas no primeiro carregamento, sendo o índice de recompressibilidade inferior ao índice de compressibilidade. Quando a tensão aplicada volta a coincidir com o valor previamente atingido no primeiro carregamento, a trajetória da linha de compressão volta a corresponder à linha de compressão virgem.

Amostras preparadas com densidades relativas diferentes têm respostas diferentes. Amostras num estado solto têm uma maior deformação, enquanto que as amostras num estado mais denso apresentam um comportamento mais rígido. Com exceção do método de sedimentação em água, os outros dois métodos têm um índice de compressibilidade superior para as amostras com densidade relativa de 40%. Este facto deve-se às vibrações induzidas à amostra até serem atingidas as densidades relativas de referência.

As técnicas de reconstituição de amostras influenciam a trajetória da linha de compressão virgem e o índice de compressibilidade. Os métodos de “pluviação” seca, sedimentação em água e compactação húmida têm índices de compressibilidade diferentes, influenciando a resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial. As amostras preparadas por “pluviação” seca e compactação húmida têm uma maior deformação e uma menor rigidez, em relação às amostras preparadas por sedimentação em água.

Os resultados obtidos para o Lote 2 da areia de Coimbra estão enquadrados com os determinados por McCormack (2010) e Santos et al. (2012), mesmo sendo diferentes as composições mineralógicas e as tensões efetivas verticais atingidas.



## 6. Quebra das Partículas

A quebra das partículas em areias submetidas a um carregamento uniaxial ocorre para níveis de tensão elevados, muito superiores aos níveis de tensão correntemente aplicados em obras de engenharia civil. A fim de verificar a ocorrência deste fenómeno na areia de Coimbra, foram analisadas as várias amostras ensaiadas no edómetro depois de concluído o respetivo ensaio.

A avaliação da quebra das partículas foi realizada com recurso à análise das curvas granulométricas, obtidas pela peneiração das amostras após o ensaio, e comparadas com a curva granulométrica original da areia de Coimbra. Neste capítulo é apresentada a quantificação da quebra das partículas por aplicação dos métodos apresentados na secção 2.4, referentes a índices de quebra individuais e ao método de Hardin (1985).

### 6.1. Recolha e processamento da amostra

Concluído o ensaio edométrico, recolheu-se a amostra ensaiada com o objetivo de determinar a sua densidade relativa real e verificar a ocorrência de quebra das partículas durante o carregamento uniaxial. Esta verificação é feita com base na análise da granulometria da areia ensaiada.

Nos ensaios realizados pelo método de deposição gravitacional em meio seco foi determinada a massa da amostra depois de terminado o ensaio, visto a areia encontrar-se no estado seco. Em seguida, procedeu-se à peneiração mecânica da amostra completada com peneiração manual, com recurso ao seguinte conjunto de peneiros da série ASTM: peneiro n.º 20 (#0,84 mm), peneiro n.º 40 (#0,425 mm), peneiro n.º 60 (#0,25 mm), peneiro n.º 140 (#0,105 mm) e peneiro n.º 200 (#0,075mm). Por fim, foi determinada a massa de retidos em cada um dos peneiros e traçada a curva granulométrica da amostra.

As amostras preparadas pelos métodos de sedimentação em água e de compactação húmida foram ensaiadas no estado saturado, sendo que a sua densidade relativa foi determinada através da massa colocada no anel do edómetro antes de se iniciar o ensaio. Para se proceder à análise da quebra das partículas foi necessário recolher toda a amostra ensaiada para o peneiro n.º 200 (#0,075mm) e secá-la em estufa – Figura 6.1a) e Figura 6.1b). Depois de seca a amostra, arrefeceu no exsiccador, tendo sido, posteriormente, determinada a percentagem de material retido em cada peneiro – Figura 6.1c). A análise granulométrica foi realizada pelo mesmo procedimento descrito para as amostras no estado seco.

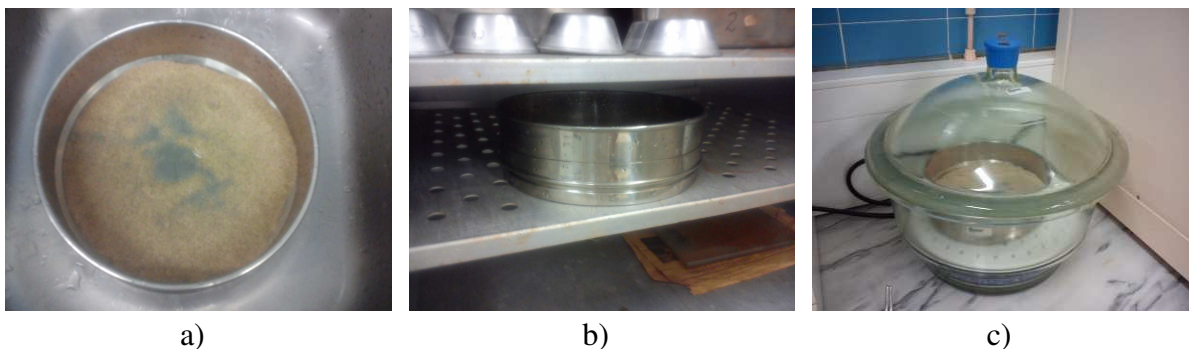


Figura 6.1 - Processo de recolha da amostra saturada: a) recolha da amostra para o peneiro n.º 200; b) secagem em estufa; c) arrefecimento da amostra no exsiccador.

## 6.2. Análise da quebra das partículas

A verificação da quebra das partículas foi determinada com recurso à distribuição da percentagem de passados para cada dimensão de peneiros da série ASTM. Foram traçadas duas curvas granulométricas, uma correspondente à granulometria original da areia de Coimbra e outra à granulometria da areia depois de terminado o ensaio, obtida pela peneiração da amostra ensaiada na célula do edómetro.

Na Figura 6.2 são apresentados três conjuntos de análises granulométricas em função da tensão efetiva vertical máxima aplicada durante o ensaio edométrico. Nesta encontram-se expostas a distribuição granulométrica da areia de jusante e de todas as amostras ensaiadas até às tensões de 920,84kPa, 1826,54kPa, e 7260,78kPa. As curvas granulométricas individuais de cada amostra e as respetivas tabelas com os resultados da peneiração fina são apresentadas no Anexo F.

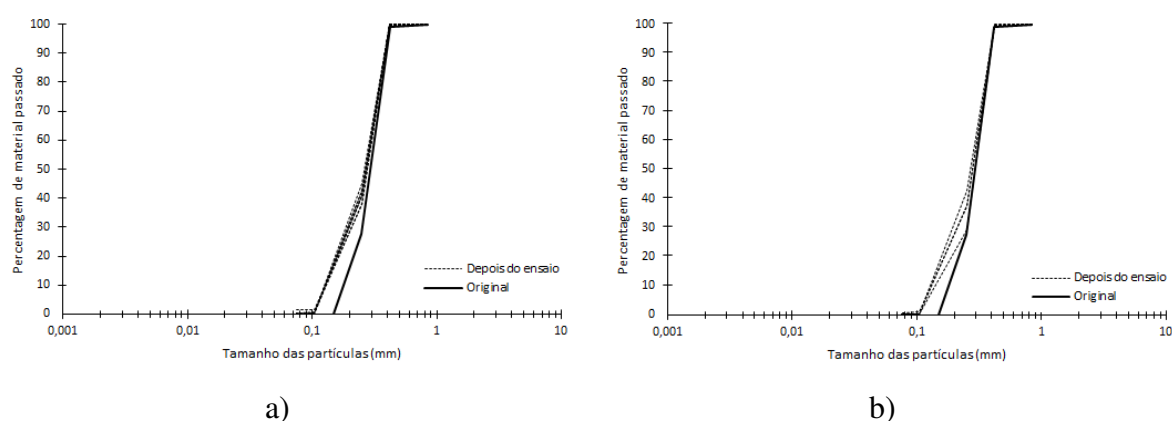
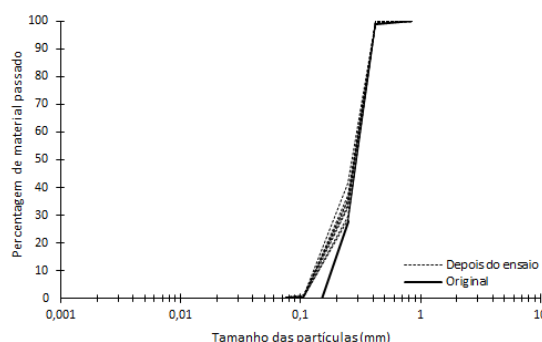


Figura 6.2 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas em função da tensão efetiva vertical atingida: a) 920,84kPa; b) 1826,54kPa; c) 7260,78kPa.





c)

Figura 6.2 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas em função da tensão efetiva vertical atingida: a) 920,84kPa; b) 1826,54kPa; c) 7260,78kPa (continuação).

A Figura 6.2 confirma que ocorreu uma variação da composição granulométrica de todas as amostras em relação à curva padrão do Lote 2. Em consequência do aumento de percentagem de passados nos peneiros de menores dimensões, pode dizer-se que houve quebra das partículas. Gráficamente, o aumento de partículas finas origina um deslocamento entre as duas curvas granulométricas, a curva depois de realizado o ensaio sofre uma ligeira subida e uma movimentação para a esquerda relativamente à curva original da areia de Coimbra.

O aumento da percentagem de partículas de menores dimensões é visível para as três tensões efetivas verticais da Figura 6.2, inclusive para os ensaios com um carregamento uniaxial até 920,84kPa – Figura 6.2a).

A quebra das partículas da areia de Coimbra já tinha sido evidenciada por McCormack (2010) para amostras do Lote 1, no estudo do tamanho das partículas depois de realizado o ensaio edométrico. Na Figura 2.16 são apresentados os resultados da variação granulométrica do Lote 1 para as tensões aplicadas de 26000kPa e 110000kPa, onde são evidentes as diferenças face à curva original da areia de montante. A diferença entre a distribuição granulométrica do Lote 1 é mais perceptível para a amostra ensaiada até 110000kPa, que têm nitidamente um deslocamento superior em relação às amostras do Lote 2 apresentadas na Figura 6.2, as quais foram ensaiadas até uma tensão máxima de 7260,78kPa.

### 6.3. Quantificação da quebra das partículas

A quantificação da quebra das partículas foi determinada com a aplicação dos índices de quebra individuais e do método de Hardin (1985), explícitos na revisão bibliográfica, na secção 2.4.

A quebra das partículas foi calculada para todos os ensaios realizados com um intervalo de duas horas por escalão de carregamento, e para todas as tensões efetivas verticais aplicadas. A avaliação da quebra das partículas foi realizada com o objetivo de estudar não só a influência da tensão, mas também os métodos de reconstituição de amostras e a densidade relativa.

### 6.3.1. Índices de quebra individuais

Os índices de quebra individuais são avaliados pela análise de um único parâmetro da curva granulométrica, seja um único diâmetro efetivo ou uma percentagem de material passado. Os índices aplicados na quantificação da quebra das partículas foram: Leslie (1963), Leslie (1975), Marsal (1965),  $B_{10}$ ,  $B_{15}$ , e  $B_{50}$ . No Anexo G encontram-se os resultados dos índices de quebra determinados para cada ensaio.

A avaliação do índice de quebra foi dividida em duas análises distintas. Numa primeira análise foi avaliado o método de “pluviação” seca em função da tensão máxima aplicada, já que as amostras ensaiadas por este método atingiram três níveis distintos de tensões efetivas verticais. A segunda análise consiste numa observação conjunta dos três métodos de preparação de amostras, a fim de verificar a sua influência na tensão de 7260,78kPa.

Na Tabela 6.1 estão apresentados os índices de quebra do método de “pluviação” seca em função da tensão efetiva vertical atingida no decorrer do ensaio edométrico, discriminados pela densidade relativa da amostra.

Tabela 6.1 - Índices de quebra individuais para amostras reconstituídas pelo método de “pluviação” seca.

	Tensão efetiva vertical máxima					
	920,84 kPa		1826,54 kPa		7260,78 kPa	
	$D_r40\%$	$D_r70\%$	$D_r40\%$	$D_r70\%$	$D_r40\%$	$D_r70\%$
Leslie (1963)	0,44	0,31	0,32	0,51	0,86	0,48
Leslie (1975)	4,98	5,27	5,54	2,87	5,47	3,70
Marsal (1965)	13,23	14,27	15,00	7,22	13,84	9,60
$B_{10}$	0,11	0,12	0,12	0,08	0,13	0,10
$B_{15}$	1,17	1,18	1,19	1,10	1,19	1,14
$B_{50}$	1,10	1,11	1,12	1,05	1,11	1,07

Todos os índices de quebra explícitos na Tabela 6.1 confirmam a ocorrência de quebra das partículas para todas as densidades relativas, independentemente da tensão efetiva vertical. Como se pode observar pelos resultados do índice de Marsal (1965), a quebra das partículas varia entre 7,22% e 15,00%, sendo os seus valores de referência de 0 e 100%. O mesmo sucede para o índice  $B_{10}$  que tem valores limite entre 0 e 1, e as amostras ensaiadas apresentam uma quebra entre 0,08 e 0,13.

Para as amostras ensaiadas até 920,84kPa, o índice de quebra de Leslie (1963) apresenta um valor superior para a densidade relativa de 40%, enquanto que os restantes métodos têm um valor ligeiramente superior para a densidade relativa de 70%. Porém, nos ensaios com uma tensão de 1826,54kPa, com exceção do método proposto por Leslie (1963), todos os índices de quebra têm um valor superior para as amostras no estado solto. Verificando-se o mesmo comportamento para a tensão efetiva vertical de 7260,78kPa, em que todos os índices de quebra são superiores para as amostras ensaiadas no estado solto, e inferiores para o estado denso.

Ao contrário do que era esperado, os índices de quebra não aumentam em função da tensão efetiva vertical aplicada na amostra (ver Tabela 6.1). De facto, não foram obtidos resultados coerentes do aumento da quebra das partículas com o aumento da tensão efetiva aplicada, existindo uma dispersão dos resultados. Esta dispersão de valores pode ter origem na quantidade de micas existentes na amostra ensaiada, uma vez que têm um comportamento mais frágil que o quartzo.

Em relação ao índice de quebra  $B_{10}$ , proposto por Lade et al. (1996), verifica-se que a quebra das partículas aumenta com o aumento da tensão efetiva vertical para as amostras com uma densidade relativa de 40%. Contudo, o mesmo já não se verifica para a densidade relativa de 70%.

Numa segunda análise, foi avaliada a influência dos métodos de preparação de amostras na quebra das partículas. Na Tabela 6.2 encontram-se os índices de quebra das amostras preparadas pelos três métodos de deposição e ensaiadas até 7260,78kPa, diferenciadas pela sua densidade relativa.

Tabela 6.2 - Índices de quebra individuais para amostras ensaiadas até à tensão efetiva vertical de 7260,78kPa.

	"Pluviação" seca		Sedimentação em água		Compactação húmida	
	$D_{r40\%}$	$D_{r70\%}$	$D_{r40\%}$	$D_{r70\%}$	$D_{r40\%}$	$D_{r70\%}$
Leslie (1963)	0,86	0,48	1,05	0,33	1,07	0,71
Leslie (1975)	5,47	3,70	2,89	0,67	3,15	1,80
Marsal (1965)	13,84	9,60	6,30	1,39	7,01	3,87
$B_{10}$	0,13	0,10	0,08	0,02	0,09	0,05
$B_{15}$	1,19	1,14	1,11	1,03	1,12	1,07
$B_{50}$	1,11	1,07	1,04	1,01	1,05	1,03

Na Tabela 6.2, verifica-se que não existe uma considerável quebra das partículas nas amostras ensaiadas. O índice de Marsal (1965) varia entre 1,39 e 13,84%, sendo este intervalo menor que o obtido na análise do método de "pluviação" seca em função da tensão efetiva vertical. O mesmo sucede para o índice de quebra  $B_{10}$  que tem valores entre 0,02 e 0,13. A menor quebra das partículas em amostras carregadas até 7260,78kPa deve-se à condição saturada em que foi ensaiada a amostra e à incoerência entre a quebra das partículas com o aumento da tensão aplicada para o método de "pluviação" seca.

Todas as amostras depositadas num estado solto, independentemente do método de preparação, têm um índice de quebra superior. Concluindo-se que a densidade relativa afetou a quebra das partículas durante o carregamento uniaxial das amostras.

Uma análise global de todos os índices de quebra permite verificar que o método de "pluviação" seca tem uma quantidade superior de partículas quebradas, com exceção de Leslie (1963). Em contrapartida, o método de sedimentação em água tem uma menor quebra de partículas e o método de compactação húmida apresenta um índice intermédio. Amostras reconstituídas pelo método de sedimentação em água com uma densidade relativa de 70%, tiveram o menor índice

de quebra de 0,02 para a tensão efetiva de 7260,78kPa, este método foi também o que sofreu menor deformação durante o seu carregamento uniaxial.

Com base na Tabela 6.2, pode concluir-se que as amostras ensaiadas num estado saturado têm uma menor quantidade de partículas quebradas. A presença de água influencia a quebra das partículas, uma vez que facilita o arranjo entre os grãos e evita a quebra dos seus contornos devido às forças de atrito.

Na Tabela 6.3 são apresentados os índices de quebra individuais do Lote 1, em que os parâmetros utilizados no cálculo dos índices de quebra foram determinados através da Figura 2.16, tendo sido o diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) obtido por extrapolação da curva de distribuição granulométrica.

Tabela 6.3 - Índices de quebra individuais do Lote 1.

Ensaio	Tensão máxima aplicada (kPa)	Leslie (1963)	Leslie (1975)	Marsal (1965)	$B_{10}$	$B_{15}$	$B_{50}$
Lote 1 - LP4	26 000	0,46	9,20	12,81	0,17	1,21	1,10
Lote 1 - HP3	110 000	14,98	28,54	27,80	0,91	4,39	1,27

Nos resultados da quebra das partículas do Lote 1 da areia de Coimbra, existe uma quebra superior para o ensaio que atingiu a tensão efetiva de 110000kPa, tal como era esperado. O índice de quebra de Marsal (1965) fornece valores de 12,81% para a amostra ensaiada até 26000kPa, e de 27,80% para 110000kPa. Por sua vez, o índice de quebra  $B_{10}$  tem um valor de 0,17 para o ensaio que atingiu menores tensões aplicadas, e de 0,91 para o ensaio que atingiu tensões superiores, sendo este valor de  $B_{10}$  muito próximo do seu limite de 1.

Os índices de quebra individuais do Lote 1 são superiores aos índices determinados para as amostras do Lote 2, preparadas pelo método de compactação húmida e sedimentação em água, ensaiadas até 7260,78kPa. À semelhança destes métodos, as amostras do Lote 1 foram ensaiadas numa condição saturada, verificando-se que a quebra das partículas aumenta com o aumento da tensão efetiva vertical aplicada, mesmo a composição mineralógica sendo diferente para as duas areias.

### 6.3.2. Índice de quebra global

Na presente dissertação foi aplicado o método de Hardin (1985) para realizar uma avaliação global da distribuição granulométrica das amostras ensaiadas. Na Tabela 6.4 resume-se a quebra relativa para todos os métodos de preparação de amostras. Os resultados do método de Hardin (1985) são apresentados individualmente para cada ensaio no Anexo G.

Tabela 6.4 - Resumo da quebra relativa, método de Hardin (1985).

		"Pluviação" seca		Sedimentação em água		Compactação húmida	
		D <sub>r</sub> 40%	D <sub>r</sub> 70%	D <sub>r</sub> 40%	D <sub>r</sub> 70%	D <sub>r</sub> 40%	D <sub>r</sub> 70%
$\sigma'_v$ (kPa)	920,84	0,11	0,12	-	-	-	-
	1826,54	0,12	0,06	-	-	-	-
	7260,78	0,11	0,08	0,06	0,02	0,07	0,04

A quebra relativa determinada pelo método de Hardin (1985) verifica os pressupostos já mencionados. Os resultados da Tabela 6.4 estão em conformidade com as conclusões feitas para os índices de quebra individuais.

O método de “pluviação” seca não dispõe de uma relação coerente entre o aumento da quebra relativa com a tensão efetiva vertical, era esperado que existisse uma maior quantidade de partículas quebradas para as amostras que atingiram tensões mais elevadas no seu carregamento uniaxial. A amostra solta que atingiu a tensão de 1826,54kPa apresenta uma quebra relativa superior, salientar que foi apenas realizado um ensaio nestas condições. Por sua vez, as amostras densas têm uma quebra relativa maior para as amostras carregadas até 920,84kPa. A falta de coerência entre estes resultados já foi evidenciada na análise dos índices de quebra individuais, na secção 6.3.1.

A quebra relativa é diferente para os três métodos de preparação de amostras. Analisando os dados da Tabela 6.4, referentes às amostras carregadas até à tensão efetiva vertical de 7260,78kPa, verifica-se que o método de “pluviação” seca tem uma quebra relativa superior, o método de compactação húmida tem valores intermédios, e o método de sedimentação em água apresenta valores inferiores. Estas conclusões estão em conformidade com os índices de quebra individuais apresentados na Tabela 6.2, existe uma coerência entre os resultados dos índices de quebra individuais e o método de Hardin (1985).

Os índices de quebra são superiores para as amostras do Lote 2 com densidades relativas de 40%, carregadas numa única direção até 7260,78kPa, independentemente do método utilizado na sua preparação. Por sua vez, as amostras densas têm uma quebra relativa inferior. Assim, é evidente que a densidade relativa interfere com a quebra das partículas.

Na Figura 6.3 são apresentados os resultados da quebra relativa do Lote 1 e 2 da areia de Coimbra, com recurso à aplicação do método de Hardin (1985). Os dados do Lote 1 foram determinados com base na Figura 2.16 para as tensões de 26 000kPa e 110000kPa.

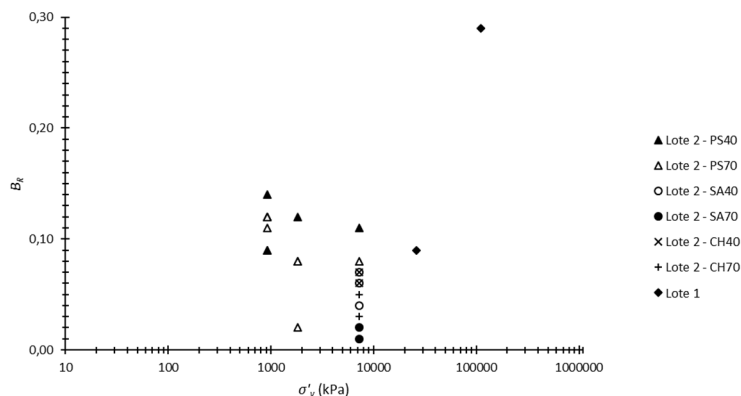


Figura 6.3 - Quebra relativa da areia de Coimbra por aplicação do método de Hardin (1985).

No Lote 2, nas amostras preparadas por “pluviação” seca não existe uma coerência entre a quebra relativa com o aumento da tensão efetiva vertical, o mesmo já tinha sido verificado para os índices de quebra individuais.

Os valores da quebra relativa ( $B_r$ ) das amostras com uma tensão de 7260,78kPa são muito reduzidos, devido à condição saturada em que foi ensaiada a amostra. Os métodos de sedimentação em água e compactação húmida apresentam uma menor quantidade de partículas quebradas, dando a entender que a presença de água evita a quebra dos contornos das partículas durante o carregamento uniaxial. Esta conclusão, também mencionada para os índices de quebra individuais, está de acordo com os pressupostos referidos por Lee e Seed (1967) e Miura et al. (1983) para as amostras ensaiadas ao corte. Estes referem que o motivo da maior quantidade de partículas quebradas nas amostras saturadas se deve à existência de pequenas fissuras, que expandem ao serem preenchidas pela água, não sendo esta uma consequência exclusiva da tensão aplicada.

Wils et al. (2015) durante a compressão uniaxial de areias calcárias determinaram um  $B_r$  de 0,16 para as amostras saturadas e de 0,13 para as amostras ensaiadas num estado seco. A inexistência de convergência de resultados e opiniões entre os vários autores ilustra a complexidade do mecanismo de rotura das partículas. Mesmo a resposta micromecânica da areia de Coimbra estando fora do âmbito do presente trabalho, este é um assunto que poderá, com as devidas ferramentas de estudo, melhorar a compreensão e previsão do comportamento das areias no geral, e da areia de Coimbra em particular.

Os dados do Lote 1 apresentados na Figura 6.3 são de dois ensaios realizados com areia no estado saturado, em que a quebra relativa é 0,09 para a tensão efetiva vertical de 26000kPa e 0,29 para 110 000kPa. Estes valores estão de acordo com os resultados das amostras do Lote 2 preparadas por sedimentação em água e compactação húmida, ensaiadas sob a mesma condição saturada.

#### 6.4. Análise das alterações físicas e mecânicas

Como se ilustra na secção anterior, quando as amostras são submetidas a um carregamento uniaxial, a sucessiva quebra das partículas altera a granulometria da areia de Coimbra, originando partículas de menores dimensões, sendo consequentemente alteradas as suas propriedades físicas e mecânicas.

Na presente dissertação, procedeu-se à análise das alterações físicas com recurso ao coeficiente de uniformidade ( $C_U$ ) e ao coeficiente de curvatura ( $C_C$ ), e das alterações mecânicas através do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), a fim de verificar se a quebra das partículas influencia as propriedades da areia de Coimbra.

As alterações físicas e mecânicas foram avaliadas com recurso à curva granulométrica, nomeadamente, aos parâmetros  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{60}$ . Não foram realizados ensaios experimentais para caracterizar outros comportamentos devido à massa da amostra, por exemplo, os ensaios experimentais de permeâmetro de carga constante e de resistência ao corte requerem uma massa superior à ensaiada na célula do edómetro. Assim, opta-se por utilizar relações semiempíricas, cuja aplicabilidade na areia de Coimbra foi alvo de estudos anteriores.

Na Tabela 6.5 estão apresentados os coeficientes de uniformidade para os diferentes métodos de preparação da amostra, diferenciados pela densidade relativa em função da tensão atingida durante o ensaio. O coeficiente de uniformidade da areia de Coimbra é 2,10 (ver secção 3.2), quanto maior for este coeficiente mais extensa é a distribuição de tamanho das partículas, para valores próximos da unidade a curva é quase vertical entre  $D_{10}$  e  $D_{60}$ .

Tabela 6.5 - Coeficientes de uniformidade das amostras ensaiadas.

	"Pluviação" seca		Sedimentação em água		Compactação húmida	
	$D_{R40\%}$	$D_{R70\%}$	$D_{R40\%}$	$D_{R70\%}$	$D_{R40\%}$	$D_{R70\%}$
0,00	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
920,84	2,20	2,21	-	-	-	-
$\sigma'_v$ (kPa)	1826,54	2,20	2,18	-	-	-
7260,78	2,23	2,21	2,21	2,13	2,23	2,17

O coeficiente de uniformidade de todas as amostras estudadas sob um carregamento uniaxial é superior ao da areia de Coimbra de jusante, determinado na secção 3.2.

Nas amostras preparadas pelo método de "pluviação" seca, para qualquer densidade relativa de referência, a curva granulométrica tem uma extensão superior para  $\sigma'_v=7260,78\text{kPa}$ . Sendo o  $C_U$  de 2,21 para a densidade relativa de 70%, igual à mesma densidade relativa para a tensão vertical de 920,84kPa.

O método de sedimentação em água tem um menor coeficiente de uniformidade comparado com o método de "pluviação" seca e compactação húmida. No entanto, este método tem um valor superior para as amostras num estado solto face às amostras densas, mostrando uma

dependência desta condição. Verifica-se a mesma influência da densidade relativa para os restantes métodos, com exceção das amostras de “pluviação” seca ensaiadas até 920,84kPa.

Amostras soltas preparadas pelo método de “pluviação” seca e compactação húmida têm um coeficiente de uniformidade igual após o ensaio edométrico. Contudo, as amostras densas colocadas por compactação húmida têm uma extensão menor da curva granulométrica do que as depositadas por “pluviação” seca.

Os coeficientes de curvatura para as amostras reconstituídas pelos três procedimentos, com diferentes densidades relativas em função da tensão aplicada em cada ensaio, estão expostos na Tabela 6.6. O coeficiente de curvatura da areia de Coimbra é 1,27 (ver secção 3.2), e os resultados de cada ensaio são apresentados no Anexo H.

Tabela 6.6 - Coeficiente de curvatura das amostras ensaiadas.

		"Pluviação" seca		Sedimentação em água		Compactação húmida	
		D <sub>r</sub> 40%	D <sub>r</sub> 70%	D <sub>r</sub> 40%	D <sub>r</sub> 70%	D <sub>r</sub> 40%	D <sub>r</sub> 70%
	0,00	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
	920,84	1,05	1,03	-	-	-	-
$\sigma'_v$ (kPa)	1826,54	1,02	1,16	-	-	-	-
	7260,78	1,04	1,10	1,18	1,30	1,17	1,23

Os coeficientes de curvatura das amostras diminuem com a ocorrência de quebra das partículas, apresentando valores inferiores ao coeficiente de curvatura da areia de Coimbra de jusante. A areia ensaiada no edómetro tem valores próximos da unidade, mantendo uma transição suave da curva granulométrica entre os diâmetros  $D_{10}$  e  $D_{60}$ .

O método de “pluviação” seca tem coeficientes de curvatura inferiores para a densidade relativa de 40%, com exceção da tensão efetiva vertical de 920,84kPa, tendo sido esta dispersão de valores já mencionada na quantificação da quebra das partículas.

Para tensões efetivas verticais de 7260,78kPa, todas as amostras preparadas pelos três métodos de deposição têm um coeficiente de curvatura superior para as amostras ensaiadas com uma densidade relativa de 70%. Numa análise geral, as amostras de “pluviação” seca têm o índice de curvatura inferior, enquanto que as amostras de sedimentação em água apresentam os valores superiores deste coeficiente.

Amostras preparadas pelo método de sedimentação em água com uma densidade relativa de 70% têm um coeficiente de curvatura superior ao da areia de Coimbra, resultando numa maior curvatura entre os diâmetros efetivos  $D_{10}$  e  $D_{60}$ .

Para o Lote 1 da areia de Coimbra são conhecidas as curvas granulométricas da areia original de montante e das amostras sob um carregamento uniaxial até 26000kPa e 110000kPa (Figura 2.16). O coeficiente de uniformidade do Lote 1 é 1,72, enquanto que o coeficiente de curvatura



é 1,09. A amostra ensaiada até 26000kPa mantém as suas características, apresentando um  $C_U$  de 1,93 e um  $C_C$  de 1,04. Em contrapartida, as amostras ensaiadas até 110000kPa tem um  $C_U$  de 16,95 e um  $C_C$  de 5,33, deixando esta amostra de ser uma areia uniforme e caracterizando-se como uma areia bem graduada com uma granulometria extensa.

Além do estudo da caracterização granulométrica, foi também determinado o coeficiente de permeabilidade, com a finalidade de avaliar as modificações do comportamento mecânico da areia de Coimbra depois do seu carregamento numa única direção com recurso ao edômetro.

O coeficiente de permeabilidade do Lote 2 da areia de Coimbra foi estimado pela expressão (2.5) de Chapuis (2004) para amostras soltas, e pela expressão (2.6), proposta por Gustafson (1983,1986), para as amostras densas. Na Figura 6.4a) é apresentado o gráfico do coeficiente de permeabilidade em função da densidade relativa, enquanto a Figura 6.4b) ilustra a variação do coeficiente de permeabilidade em função do índice de vazios. Em ambos os gráficos estão expostas, a linha de tendência da areia de Coimbra de jusante, determinada por Araújo Santos et al. (2016) com recurso ao permeâmetro de carga constante, e os dados do Lote 2 obtidos no presente estudo através de expressões semiempíricas.

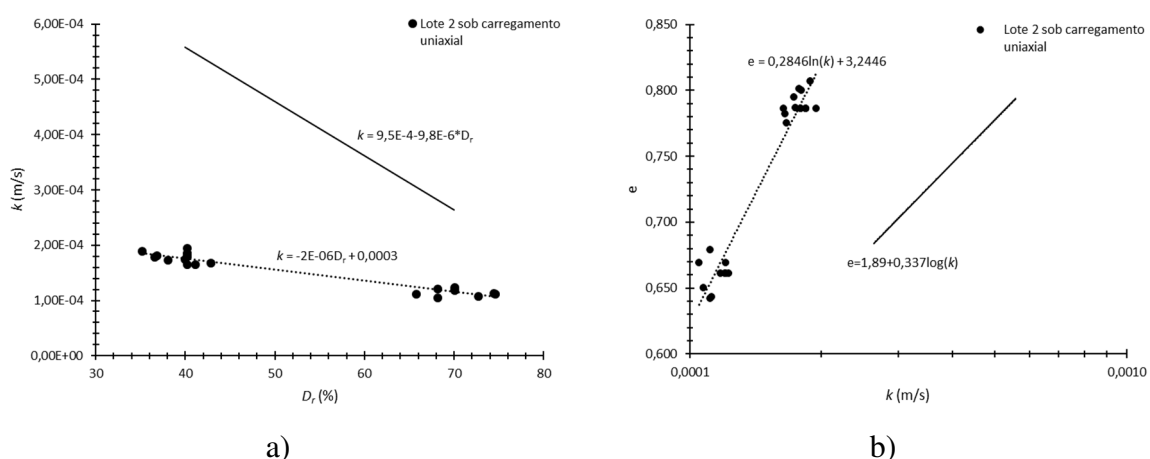


Figura 6.4 - Permeabilidade do Lote 2: a) coeficiente de permeabilidade em função da densidade relativa; b) índice de vazios em função do coeficiente de permeabilidade.

O Lote 2 da areia de Coimbra têm um coeficiente de permeabilidade de  $5,7 \times 10^{-4}$  m/s para a densidade relativa de 40%, e  $2,5 \times 10^{-4}$  m/s para a densidade relativa de 70%, determinados experimentalmente com recurso ao permeâmetro de carga constante por Araújo Santos et al. (2016). Depois de realizado o carregamento uniaxial da areia, esta tem valores compreendidos entre  $1,64 \times 10^{-4}$  e  $1,95 \times 10^{-4}$  m/s para o estado solto, e  $1,05 \times 10^{-4}$  e  $1,23 \times 10^{-4}$  m/s para o estado denso. Pode-se concluir, que apesar da quebra das partículas ser reduzida, existe uma alteração do coeficiente de permeabilidade devido às alterações do tamanho das partículas.

Na Figura 6.4 é visível o efeito da quebra das partículas no coeficiente de permeabilidade da areia de Coimbra de jusante antes e depois do ensaio edométrico. Porém, a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade mantém-se no intervalo de  $10^{-4}$  m/s, proposto por Casagrande e Fadum (1940), referente a areias finas de baixa permeabilidade. Deste modo, pode concluir-se que, o nível de quebra de partículas não é suficiente para interferir de forma significativa com a permeabilidade da amostra.

Em relação ao Lote 1, Araújo Santos et al. (2016) determinaram um coeficiente de permeabilidade de  $5,4 \times 10^{-4}$  m/s para o Lote 1 da areia de Coimbra, com recurso ao permeâmetro de carga constante. As amostras do Lote 1 ensaiadas por McCormack (2010) tem um coeficiente de permeabilidade de  $1,53 \times 10^{-4}$  m/s para a amostra sob um carregamento uniaxial até 26000kPa, e de  $1,45 \times 10^{-6}$  m/s para tensões aplicadas de 110000kPa. A amostra carregada numa única direção até 110000kPa mostra uma influencia significativa da quebra das partículas, passando a caracterizar-se como um solo de muito baixa permeabilidade, segundo o intervalo proposto por Casagrande e Fadum (1940).

## 6.5. Considerações finais

Neste capítulo verificou-se que o carregamento uniaxial da areia de Coimbra originou a quebra das partículas das amostras ensaiadas. Constatou-se uma translação da curva granulométrica da areia após o ensaio e um aumento da percentagem de partículas de menores dimensões na distribuição granulométrica. A quebra das partículas é visível nos ensaios com um carregamento uniaxial até 920,84kPa, embora teoricamente seja desprezada para tensões inferiores a 1000kPa.

Na quantificação da quebra das partículas foram aplicados índices de quebra individuais e o método de Hardin (1985). Os resultados obtidos são idênticos para ambos os métodos, com exceção do método de Leslie (1963) que apresenta valores diferentes aos restantes índices de quebra, sendo consequência de serem avaliados diferentes parâmetros na curva de distribuição granulométrica.

Os índices de quebra individuais e globais apresentam resultados semelhantes para a quebra da areia de jusante após o ensaio de compressão, variando o índice de Marsal (1965) entre 1,39 e 15,00%. O índice  $B_{10}$  também obteve valores da mesma ordem, variando entre 0,02 e 0,13. O mesmo intervalo entre 0,02 e 0,12 foi verificado para o método de Hardin (1985).

A quebra das partículas não foi superior nas amostras de “pluviação” seca com tensões efetivas verticais mais elevadas, não sendo possível determinar uma relação coerente entre os resultados obtidos. Era esperado que a quebra das partículas aumentasse consoante o aumento da tensão aplicada no carregamento uniaxial da amostra.

A quantidade de partículas quebradas foi diferente para os três métodos de deposição. Tendo as amostras de “pluviação” seca um índice de quebra superior, as de compactação húmida um valor intermédio, e as amostras de sedimentação em água valores inferiores. As amostras

ensaiadas no estado seco têm uma quantidade superior de partículas quebradas aos ensaios realizados numa condição saturada, verificando que a presença de água facilita o rearranjo entre as partículas, protege as suas irregularidades e evita que se quebrem os seus contornos.

As amostras soltas, com uma densidade relativa de 40%, têm um índice de quebra superior, enquanto que as amostras densas têm valores inferiores. Verificando que a quebra das partículas foi influenciada pela densidade relativa da amostra.

Na análise do Lote 1 da areia de Coimbra verificou-se que existe um aumento da quebra das partículas com o aumento da tensão efetiva atingida durante o ensaio. Estes resultados estão enquadrados com os obtidos para as amostras do Lote 2 ensaiadas numa condição saturada (método de sedimentação em água e compactação húmida).

A quebra origina partículas de menores dimensões e, consequentemente, altera as propriedades físicas e mecânicas das areias. Na análise do Lote 2, concluiu-se que existe uma ligeira modificação dos coeficientes de uniformidade e de curvatura depois do carregamento uniaxial, mas mantém-se as características desta areia uniforme na curva de distribuição granulométrica.

A diminuição do tamanho das partículas modifica também o coeficiente de permeabilidade das amostras do Lote 2 carregadas até à máxima tensão de 7260,78kPa, embora não aconteça uma variação significativa deste coeficiente. A ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade permanece em  $10^{-4}$  m/s, continuando a ser caracterizada como uma areia fina de baixa permeabilidade, segundo Casagrande e Fadum (1940).

Nos ensaios do Lote 1 da areia de Coimbra, as alterações das propriedades físicas e mecânicas são mais evidentes. A amostra sob carregamento uniaxial até 110000kPa tem uma maior variação da curva granulometria, passando a ser uma amostra de granulometria extensa. Também o coeficiente de permeabilidade deixa de ser  $5,4 \times 10^{-4}$  m/s e passa a ser  $1,45 \times 10^{-6}$  m/s, caracterizando-se como um solo de muito baixa permeabilidade (Casagrande e Fadum, 1940), evidenciando a influência da tensão aplicada na quebra das partículas em relação aos ensaios realizados para o Lote 2.



## 7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

A presente dissertação engloba um estudo sistemático do comportamento da areia de Coimbra de jusante sob um carregamento uniaxial e dos seus efeitos na amostra, entre os quais se destaca a quebra das partículas.

A investigação laboratorial é fundamental para se formular e calibrar modelos teóricos de comportamento dos solos. Apenas assim é possível melhorar e/ou obter novas ferramentas de dimensionamento que garantam maior rigor na previsão da resposta de solos, em particular de areias, quando submetidas a ações externas. Embora as conclusões alcançadas e parâmetros determinados sejam referentes à areia de Coimbra, estes podem ser aplicados a outros depósitos aluvionares, desde que feitas as corretas adaptações. Relembra-se que este trabalho incidiu unicamente sobre a areia de Coimbra de jusante (Lote 2) e, consequentemente, a transposição destes resultados para a areia de montante (Lote 1) deve ser devidamente fundamentada.

Nas seguintes secções são apresentadas as conclusões obtidas na investigação realizada, com recurso aos ensaios laboratoriais desenvolvidos para o Lote 2, e comparada com a resposta do Lote 1 determinada por McCormack (2010). São também sugeridas possíveis investigações a realizar sobre as temáticas abordadas, com a finalidade de alargar o espectro de informações sobre a areia de Coimbra e sobre o carregamento uniaxial de areias.

### 7.1. Conclusões principais

A presente dissertação incidiu no estudo do comportamento da areia de Coimbra de jusante, sendo apresentadas as principais conclusões da resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial nos seguintes parágrafos.

O Lote 2 da areia de Coimbra tem partículas com dimensões entre 0,425 mm e 0,150 mm. Esta areia é uniforme e tem um coeficiente de uniformidade e de curvatura de 2,10 e 1,27, respetivamente. Esta areia artificial de jusante tem uma densidade das partículas sólidas ( $G$ ) de 2,64, e um índice de vazios máximo ( $e_{\max}$ ) e mínimo ( $e_{\min}$ ) de 0,954 e 0,536, respetivamente.

No presente estudo, foram desenvolvidos seis procedimentos de preparação de amostras para replicar a deposição natural de areias no equipamento edómetro, por três métodos distintos com densidades relativas de 40% e 70% (secção 4.2). Os métodos desenvolvidos têm valores coerentes, realçando-se os resultados obtidos com as duas amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca com uma densidade relativa de 68,18%, para as quais se obteve uma resposta sobreposta da linha de compressão.

O carregamento uniaxial da areia de Coimbra origina uma deformação da amostra e uma diminuição do seu índice de vazios. Quanto maior a tensão efetiva vertical aplicada, maior é a sua deformação e a sua variação do índice de vazios. A linha de compressão virgem do Lote 2 apresenta uma inflexão na sua trajetória a 920,84kPa, tensão referenciada como sendo o início de cedência da areia.

Após o carregamento uniaxial da areia, se existir um alívio das tensões impostas, as amostras não recuperam a sua forma inicial. Existe uma variação entre o índice de vazios inicial e final depois da fase de descarga, sendo esta tanto maior quanto maior a tensão aplicada. Este comportamento é uma consequência das deformações elásticas e plásticas ocorridas durante o carregamento da amostra, sendo que durante a fase de descarga apenas se recuperam as deformações elásticas.

A densidade relativa influencia a resposta da areia de jusante. Amostras soltas sofrem maior deformação que as densas, sob o mesmo carregamento uniaxial, existindo assim, uma maior variação entre o índice de vazios para as amostras com uma densidade relativa de 40%. Por sua vez, as amostras com uma densidade relativa de 70% têm menos vazios e apresentam uma maior rigidez. Em suma, a resposta da areia de Coimbra, quando submetida a um carregamento uniaxial, mostra ser dependente do seu estado inicial, ou seja, da tensão e da densidade relativa.

Amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca têm um índice de compressibilidade determinado para a tensão de 920,84kPa, entre 0,014 e 0,018 para amostras soltas, e entre 0,010 e 0,014 para amostras densas. O índice de expansibilidade destas amostras varia entre 0,005 e 0,006 para o estado solto e denso, determinado entre as tensões de 920,84kPa e 43,44kPa. Por sua vez, nos ensaios que atingiram os 7260,78kPa, o índice de expansibilidade é 0,012 e 0,011 para amostras soltas e densas, respetivamente, devido às maiores tensões efetivas verticais atingidas que provocaram uma maior deformação na amostra.

A areia depositada por “pluviação” seca tem uma menor deformação na fase de recarga, estas amostras têm uma rigidez superior e, consequentemente, uma menor deformação em relação ao primeiro carregamento. O seu índice de recompressibilidade varia entre 0,007 e 0,008 para amostras com densidade relativa de 40%, e entre 0,006 e 0,007 para amostras com densidade relativa de 70%.

No carregamento uniaxial das amostras com uma fase de carga-descarga-recarga quando, em fase de recarga, se igualam novamente as tensões efetivas verticais atingidas no primeiro carregamento, a trajetória da linha de compressão volta a coincidir com a linha de compressão virgem, sendo bem visível o efeito de memória de tensões nos solos.

Amostras reconstituídas pelo método de sedimentação em água têm índices de compressibilidade muito baixos, variando entre 0,008-0,011 para amostras soltas e entre 0,009-0,012 para amostras densas. Salientar que os níveis de vibração aplicados depois da sua deposição podem ter condicionado as estruturas iniciais da amostra, apresentado por isso uma maior deformação para a densidade relativa de 70%. O índice de expansibilidade das amostras preparadas por sedimentação em água é de 0,012, independentemente da densidade relativa da amostra.

As amostras preparadas pelo método de compactação húmida têm um índice de compressibilidade entre 0,014 e 0,017 para amostras soltas, e entre 0,013 e 0,015 para as amostras densas. Estas amostras têm um índice de expansibilidade entre 0,012 e 0,013 para amostras soltas e de 0,012 para amostras densas.

As amostras preparadas pelo método de “pluviação” seca têm uma deformação superior em relação às amostras de sedimentação em água. Quando são aplicadas baixas tensões à amostra no seu carregamento uniaxial, a areia saturada tem um comportamento mais rígido que a areia seca (Ham et al., 2010; Wils et al., 2015).

O método de compactação húmida tem uma deformação superior em relação ao método de sedimentação em água. As amostras de sedimentação em água têm uma estrutura mais estável que as compactadas, uma vez que depois do seu processo de deposição estas foram vibradas.

O método de sedimentação em água tem uma resposta mais rígida que os restantes métodos de preparação de amostras, enquanto que os métodos de “pluviação” seca e compactação húmida apresentam uma maior deformação.

Nas amostras ensaiadas, o índice de compressibilidade varia em função da densidade relativa e do método de deposição da amostra. Por sua vez, o índice de expansibilidade não apresenta diferenças significativas em função destes fatores. A areia de Coimbra mostra uma dependência do método de deposição da amostra durante o primeiro carregamento até às tensões correntemente atingidas em engenharia civil. Por sua vez, na fase de descarga não se confirma esta dependência, nem do método de deposição, nem da sua densidade relativa. Verifica-se o pressuposto, já mencionado, que para grandes deformações, se desenvolvem estruturas especiais e comuns que terminam no Estado Crítico de deformação (Verdugo e Ishihara, 1996).

O Lote 2 apresentou uma resposta sob o carregamento uniaxial devidamente enquadrada com o comportamento do Lote 1 estudado por McCormack (2010). As linhas de compressão virgem dos dois lotes apresentam um comportamento idêntico, tendo as amostras do Lote 2 de densidade relativa de 70% uma resposta quase coincidente com a trajetória das amostras do Lote 1 de densidade relativa de 40%. Os índices de compressibilidade da areia de Coimbra de montante são 0,015 para amostras com uma densidade relativa de 40%, e 0,012 para amostras com uma densidade relativa de 80% (Santos et al., 2012). Para as tensões de 60000kPa e 110000kPa o índice de compressibilidade é 0,016 e 0,029, respetivamente (McCormack, 2010). Embora as tensões aplicadas sejam diferentes, os resultados apontam para o facto da resposta da areia de Coimbra sob carregamento uniaxial poder não ser dependente da composição mineralógica.

O estudo da granulometria da areia após o término do ensaio permite concluir que o carregamento uniaxial da areia de Coimbra alterou as dimensões das partículas que constituíam a amostra, mesmo para a tensão de 920,84kPa. Esta observação aponta para a existência de quebra dos contornos das partículas.

A quebra das partículas traduz-se num aumento de partículas finas na distribuição granulométrica. Isto é, a curva granulométrica da amostra ensaiada tem uma ligeira subida e uma movimentação para a esquerda em relação à curva original da areia de Coimbra.

Os índices (Leslie (1963), Leslie (1975), Marsal (1965),  $B_{10}$ ,  $B_{15}$ , e  $B_{50}$  e Hardin (1985)) aplicados para a quantificação da quebra das partículas têm resultados idênticos entre si, com

exceção do método de Leslie (1963). Esta diferença é consequência da avaliação de diferentes parâmetros na curva de distribuição granulométrica. Os índices de quebra apresentam resultados semelhantes para a areia de jusante após o ensaio de compressão, variando o índice de Marsal (1965) entre 1,39 e 15,00%. O índice  $B_{10}$  varia entre 0,02 e 0,13, sendo os seus limites mínimo e máximo de 0 e 1, respetivamente. O método de Hardin (1985) tem um intervalo entre 0,02 e 0,12, idêntico ao índice  $B_{10}$ .

Nas amostras do Lote 2 preparadas por “pluviação” seca, não se verifica o aumento da quebra das partículas nas tensões efetivas verticais mais elevadas. Era esperado que a quebra das partículas aumentasse consoante o aumento da tensão aplicada na amostra. Esta dispersão de valores foi justificada pela diferente quantidade de micas existentes na amostra, já que estas têm um comportamento mais frágil que o quartzo. Contudo, esta suposição carece de estudos mais aprofundados, não sendo possível afirmar concretamente que seja este o real motivo desta dispersão de valores.

A quantidade de partículas quebradas é diferente para os três métodos de deposição, as amostras realizadas por “pluviação” seca têm uma quebra de partículas superior. O método de compactação húmida tem valores intermédios, e as amostras de sedimentação em água apresentam valores inferiores. Estes resultados estão em conformidade para todos os índices de quebra aplicados.

As amostras ensaiadas numa condição saturada têm menor quebra das partículas durante o carregamento uniaxial da areia de Coimbra de jusante. A saturação facilita o rearranjo entre as partículas, protege as suas irregularidades e evita que se quebrem os seus contornos devido às forças de atrito. Este efeito lubrificante da água no rearranjo das partículas de solo é, aliás, responsável pela dependência do peso volúmico seco com o teor em água no solo na teoria de compactação de solos.

A densidade relativa da amostra afeta a quebra das partículas durante o carregamento uniaxial do Lote 2. Amostras soltas têm um índice de quebra superior, enquanto que as amostras densas têm valores inferiores.

A análise da quebra das partículas do Lote 1 verifica que existe um aumento da quebra das partículas com o aumento da tensão efetiva durante o seu carregamento uniaxial (McCormack, 2010). A amostra que atingiu um carregamento de 110000kPa tem uma quebra superior à amostra ensaiada até 26000kPa. Para a amostra ensaiada até 110000kPa, o Lote 1 tem um índice de Marsal (1965) de 27,80% e um índice de quebra  $B_{10}$  de 0,91, muito próximo do seu limite de 1.

No carregamento uniaxial, a sucessiva quebra das partículas influencia as propriedades físicas e mecânicas da areia de Coimbra. Ocorre uma modificação da curva de distribuição granulométrica e dos seus diâmetros  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{60}$ . Consequentemente, os seus coeficientes de uniformidade e curvatura, bem como o seu coeficiente de permeabilidade sofrem variações.

Nas amostras do Lote 2 ensaiadas até à máxima tensão de 7260,78kPa não existe uma variação significativa do coeficiente de uniformidade e de curvatura. Depois de concluídos os ensaios de



compressão unidimensional, os coeficientes de uniformidade determinados têm valores ligeiramente superiores ao valor original da areia de Coimbra, continuando a classificar-se como uma areia uniforme. Por sua vez, o coeficiente de curvatura é menor que o valor inicialmente determinado para a areia de jusante. Para todas as amostras do Lote 1 ensaiadas até 110000kPa por McCormack (2010), estas diferenças são mais significativas. Os coeficientes de uniformidade e curvatura originais desta areia são de 1,72 e 1,09, respetivamente, e após o ensaio obtêm-se valores de 16,95 e 5,33. Estas diferenças acarretam a atualização da classificação do solo face à sua granulometria, passando a caracterizar-se como uma areia bem graduada.

O Lote 2 da areia de Coimbra têm um coeficiente de permeabilidade de  $5,7 \times 10^{-4}$  m/s para a densidade relativa de 40%, e  $2,5 \times 10^{-4}$  m/s para a densidade relativa de 70% (Araújo Santos et al., 2016). Após os ensaios, as amostras soltas têm valores compreendidos entre  $1,64 \times 10^{-4}$  e  $1,95 \times 10^{-4}$  m/s, e entre  $1,05 \times 10^{-4}$  e  $1,23 \times 10^{-4}$  m/s para o estado denso. Nestes ensaios não ocorreu alteração da ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade, mantendo-se no intervalo de  $10^{-4}$  m/s característico de areias de baixa permeabilidade, proposto por Casagrande e Fadum (1940). Para o ensaio do Lote 1 com tensões até 110000kPa (McCormack, 2010), esta variação é mais acentuada, a areia deixa de ter um coeficiente de permeabilidade de  $5,4 \times 10^{-4}$  m/s (Araújo Santos et al., 2016), e passa a ter  $1,45 \times 10^{-6}$  m/s após a quebra das suas partículas, caracterizando-se como uma areia de muito baixa permeabilidade (Casagrande e Fadum, 1940).

Em suma, com base nas conclusões apresentadas, pode afirmar-se que foram cumpridos os objetivos da presente dissertação apresentados no Capítulo 1. Foi caracterizada a areia de Coimbra de jusante, desenvolvidos métodos plausíveis de serem aplicados na reconstituição de amostras no equipamento edómetro, estudada a resposta da areia de Coimbra sob um carregamento uniaxial e analisados os efeitos deste tipo de carregamento.

## 7.2. Trabalhos futuros

No decorrer do presente trabalho, alguns aspetos da resposta da areia de Coimbra quando submetida a um carregamento uniaxial não foram abordados. Assim, no seguimento desta dissertação, propõe-se que sejam feitos estudos de modo a:

- estudar a resposta do Lote 2 sob um carregamento uniaxial a elevadas tensões, até ser determinada a convergência das linhas de compressão da areia;
- avaliar a quebra das partículas para o Lote 2 da areia de Coimbra quando são aplicados elevados níveis de tensão durante o carregamento uniaxial;
- determinar os reais efeitos da quebra das partículas na alteração das propriedades físicas e mecânicas da areia, através de formulações semiempíricas e de ensaios laboratoriais (resistência ao corte e permeâmetro de carga constante).

Com vista a completar o espectro de estudos já realizados com ou sobre a areia de Coimbra, propõe-se que seja avaliada a resposta da areia de Coimbra de jusante quando:

- sujeita a ações monotónicas em condições drenadas para vários estados iniciais (densidade relativa e tensão efetiva inicial), determinada a localização da Linha de Estado Crítico para a areia de Coimbra de jusante, de forma a verificar qual a influência, se existir, da mineralogia neste estado intrínseco de areias;
- sujeita a ações cíclicas em condições não drenadas para densidades relativas mais elevadas e completar o estudo da areia de Coimbra, nomeadamente a sua resposta pós-liquefação.

## 8. Referências Bibliográficas

- Al Hattamleh, O. H.; Al-Deeky, H. H.; & Akhtar, M. N. (2013). *The consequence of particle crushing in engineering properties of granular materials*. International Journal of Geosciences 4, pp. 1055-1060.
- Altuhafi, F.; & Coop, M. (2011). *Changes to particle characteristics associated with the compression of sands*. Géotechnique 61, No. 6, pp. 459-471.
- Araújo Santos, L. (2011). *Caracterização e Modelação do Comportamento Mecânico da Areia de Coimbra sob Ações Generalizadas*. Projeto de Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Araújo Santos, L. (2015). *Caracterização do Comportamento Mecânico da Areia de Coimbra sob Ações Generalizadas*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Araújo Santos, L.; Coelho, P.; & Taborda, D. (2016). *Influência da Variabilidade das Propriedades Físicas da Areia de Coimbra na sua Permeabilidade*. XV Congresso Nacional de Geotecnia e VIII Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Porto.
- ASTM (2000a). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table*. D 4253. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM (2000e). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. D 4254. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM (2006). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*, D 2487. American Society for Testing and Materials, USA.
- Been, K.; Jefferies, M. G.; & Hachey, J. (1991). *The critical state of sands*. Géotechnique 41, No. 3, pp. 365-381.
- BS 1377 (1990). *British Standard methods of tests for Soils for civil engineering purposes. Part 5. Compressibility, permeability and durability tests*. British Standard.
- BS 1377 (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 2. Classification tests*. British Standard.
- Chen, J.-W.; Lin, B. R.; Hsieh, S. C.; & Lee, W. (2015). *Effects of the shear gaps on the breakage behavior of silty sand particle*. Journal of Marine Science and Technology, Vol. 23, No. 5, pp. 678-684.
- Coop, M. (2005). *On the mechanics of reconstituted and natural sands*. Deformation Characteristics of Geomaterials: Recent Investigations and Prospects, Taylor & Francis plc, London UK, 29-58.

- Coop, M. R.; Sorensen, K. K.; Bodas Freitas, T.; & Georgoutsos, G. (2004). *Particle breakage during shearing of a carbonate sand*. Géotechnique 54, No. 3, pp. 157-163.
- Dave, T. N.; & Dasaka, S. M. (2012). *Assessment of portable traveling pluviator to prepare reconstituted sand specimens*. Geomechanics and Engineering Vol. 4, No.2, pp. 79-90.
- Einav, I. (2007). *Breakage mechanics - Part I: Theory*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids 55, pp. 1274-1297.
- Hardin, B. (1985). *Crushing of soil particles*. Journal of Geotechnical Engineering Vol. 111, No. 10, pp. 1177-1192.
- Head, K. (1994). *Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 2: Permeability, shear strength and compressibility tests* (2ª Edição). New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Holtz, R. D.; & Kovacs, W. D. (1982). *An introduction to geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford: Oxford Science Publications.
- Jefferies, M.; & Been, K. (2006). *Soil Liquefaction: a critical state approach*. 1.ª Edição, Taylor & Francis, Abington.
- Jovicic, V.; & Coop, M. R. (1997). *Stiffness of coarse-grained soils at small strains*. Géotechnique 47, No 3, pp. 545-561.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1.ª Edição, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Kurbis, R.; & Vaid, Y. (1988). *Sand sample preparation - the slurry deposition method*. Soils and Foundations Vol.28, No. 4, pp. 107-118.
- Lade, P. V.; Yamamuro, J. A.; & Bopp, P. A. (1996). *Significance of particle crushing in granular materials*. Journal of Geotechnical Engineering, 309-316.
- Lagioia, R.; Sanzeni, A.; & Colleselli, F. (2006). *Air, water and vacuum pluviation of sand specimens for the triaxial apparatus*. Soils and Foundations Vol. 46, No.1, pp. 61-67.
- LNEC (1965). *Solos: Determinação da densidade das partículas*. NP-83. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Portugal.
- LNEC (1966a). *Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. E 195. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- LNEC (1966b). *Solos: Análise granulométrica*. E196. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- LNEC (1970). *Solos: Classificação para fins rodoviários*. E 240. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

- Lupogo, K. (2013). *Effect of fines mineralogy on the oedometric compressional behavior of sandy soils*. Journal of Civil Engineering and Construction Technology Vol.4 (7), pp. 232-238.
- Luzzani, L.; & Coop, M. R. (2002). *On the relationship between particle breakage and the critical state of sands*. Soils and Foundations Vol.42, No. 2, pp. 71-82.
- Marketos, G.; & Bolton, M. D. (2007). *Quantifying the extent of crushing in granular materials: a probability - based predictive method*. Journal of Mechanics and Physics of Solids 55, pp. 2142-2156.
- Marques, F. P. (2011). *Análise do potencial de liquefação de areias com finos*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1 vol..
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Volume 1, 1ª Edição, FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*. Volume 2, 1ª Edição, FEUP Edições, Porto.
- McCormack, P. (2010). *Small Strain Stiffness Properties of Sand*. Tese de Mestrado, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London, 1 vol..
- McDowell, G. R.; Bolton, M. D.; & Robertson, D. (1996). *The fractal crushing of granular materials*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids Vol. 44, No.12, pp. 2079-2102.
- Miura, S.; & Toki, S. (1982). *A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand*. Soils and Foundations, pp. 61-77.
- Nakata, Y.; Hyodo, M.; Hyde, A. F.; Kato, Y.; & Murata, H. (2001). *Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression*. Soils and Foundations Vol.41, No. 1, pp. 69-82.
- Nakata, Y.; Kato, Y.; Masayuki, H.; Hyde, A. F.; & Murata, H. (2001). *One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength*. Soils and Foundations Vol.41, No.2, pp. 39-51.
- Oda, M. (1972). *Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material*. (J. S. Engineering, Ed.) Soils and Foundations Vol. 12, No.1.
- Raghunandan, M. E.; Juneja, A.; & Benson Hsiung, B. (2012). *Preparation of reconstituted sand samples in the laboratory*. International Journal of Geotechnical Engineering, 125-131.
- Sadrekarami, A.; & Olson, S. M. (2012). *Effect of sample-preparation method on critical-state behavior of sands*. Geotechnical Testing Journal, Vol.35, No. 4.

- Santos, L. N. (2009). *Comportamento da Areia de Coimbra sob Carregamento Monotónico*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Schofield, A.; & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. 1.ª Edição, McGrawHill, Berkshire.
- Shipton, B.; & Coop, M. (2012). *On the compression behaviour of reconstituted soils*. Soils and Foundations 52(4), pp. 668-681.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B.; & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. (3ª Edição). New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Uygar, E.; & Doven, A. (2006). *Monotonic and cyclic oedometer tests on sand at high stress levels*. Granular Matter 8(1), 19-26.
- Vaid, Y. P.; & Negussey, D. (1984). *Relative density of pluviated sand samples*. Soils and Foundations Vol.24, No.2, pp. 101-105.
- Ventouras, K. (2005). *Engineering Behaviour of Thanet Sand*. Tese de Doutorado, Imperial College London, London, 1 vol..
- Verdugo, R.; & Ishihara, K. (1996). *The Steady State of Sandy Soils*. Soils and Foundations, Vol. 36, No. 2, pp. 81-91.
- Vilhar, G.; Jovicic, V.; & Coop, M. (2013). *The role of particle breakage in the mechanics of a non-plastic silty sand*. Soils and Foundations 53(1), pp. 91-104.
- Wanatowski, D.; & Chu, J. (2008). *Effect of specimen preparation method on the stress-strain behavior of sand in plane-strain compression tests*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 31, No.4.
- Wang, Z.; Wong, R. C.; & Qiao, L. (2011). *Investigation on relations between grain crushing amount and void ratio change of granular materials in one-dimensional compression and creep tests*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering (3), pp. 415-420.
- Wils, L.; Van Impe, P.; & Haegeman, W. (2015). *One-dimensional compression of a crushable sand in dry and wet conditions*. Geomechanics from Micro to Macro. Taylor & Francis Group, London, 1403-1408.
- Wils, L.; Van Impe, W.; Haegeman, W.; & Van Impe, P. (2013). *Laboratory testing issues related to crushable sands*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 275-278.
- Wu, Y.; Yamamoto, H.; & Izumi, A. (2016). *Experimental investigation on crushing of granular material in one-dimensional*. Polytechnica Civil Engineering 60 (1), pp. 27-36.

- Xiao, Y.; Hanif, K. F.; & Sun, Y. (2015). *Compressibility dependence on grain size distribution and relative density in sands*. Science China Technological Sciences Vol. 58, No.3, pp. 443-448.
- Yoshimi, Y.; Kuwabara, F.; & Tokimatsu, K. (1975). *One-dimensional volume change characteristics of sands under very low confining stresses*. Soils and Foundations Vol.15, No.3, pp. 51-60.
- Yoshimine, M.; & Koike, R. (2005). *Liquefaction of clean sand with stratified structure due to segregation of particle size*. Soils and Foundations (J. G. Society, Ed.), Vol.45, No. 4, pp. 89-98.





## ANEXOS



## ANEXO A - Ensaios de Caracterização do Solo

No Anexo A são apresentados os dados dos ensaios de identificação do Lote 2 da areia de Coimbra, cujos resultados foram expostos no Capítulo 3. Os ensaios de caracterização do solo são: a análise granulométrica, a densidade das partículas sólidas, e o índice de vazios máximo e mínimo, apresentados nas seguintes secções:

- A.1. Análise granulométrica;
- A.2. Densidade das partículas sólidas NP-83;
- A.3. Índice de vazios máximo;
- A.4. Índice de vazios mínimo.

### A.1. Análise granulométrica

Data de realização do ensaio: 23 de março de 2016

Análise Granulométrica				
Peneiro n°	20	40	60	140
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105
Massa do peneiro (g)	361,93	333,26	304,35	289,84
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,93	334,44	386,8	321,69
Massa do material retido (g) $m_x$	0	1,18	82,45	31,85
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	1,02	71,35	27,56
% retidos acumulados $n'_x$	0	1,02	72,37	99,93
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	98,98	27,63	0,07
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	115,56	114,38	31,93	0,08

## A.2. Densidade das partículas sólidas NP-83

Data de realização do ensaio: dezembro de 2015

Calibração do picnômetro	Número do picnômetro	47	53
	m <sub>1</sub> Massa do picnômetro (g)	49,53	47,89
	m <sub>2</sub> Massa do picnômetro cheio de água à temperatura t <sub>1</sub> (g)	151,26	149,15
	t <sub>1</sub> Temperatura do ensaio (°C)	20,2	20,2
	d <sub>4</sub> <sup>t<sub>1</sub></sup> Densidade da água à temperatura t <sub>1</sub>	0,99819	0,99819
	m <sub>3</sub> Massa do picnômetro cheio de água à temperatura t <sub>x</sub> (g) (d <sub>4</sub> <sup>t<sub>x</sub></sup> (m <sub>2</sub> -m <sub>1</sub> ))/d <sub>4</sub> <sup>t<sub>1</sub></sup> +m <sub>1</sub>	151,30	149,19
Densidade das partículas	m <sub>4</sub> Massa da amostra seca (g)	33,95	32,27
	m <sub>5</sub> Massa do picnômetro+amostra+água (g)	172,41	169,22
	t <sub>x</sub> Temperatura do ensaio (°C)	18	15
	d <sub>4</sub> <sup>t<sub>x</sub></sup> Densidade da água à temperatura t <sub>x</sub> (°C)	0,99862	0,99862
	k Fator de correção da tabela da NP-83	1	1
	G Densidade das partículas (m <sub>4</sub> /(m <sub>3</sub> +m <sub>4</sub> -m <sub>5</sub> ))*k	2,64	2,64
Densidade das partículas sólidas (média)		2,64	

Temp °C	Densidade	K
10	0,99973	1,002
11	0,99963	1,001
12	0,99953	1,001
13	0,99941	1,001
14	0,99927	1,001
15	0,99913	1,001
16	0,99897	1,001
17	0,99880	1,001
18	0,99862	1,000
19	0,99843	1,000
20	0,99823	1,000
21	0,99802	1,000
22	0,99780	1,000
23	0,99757	0,999
24	0,99733	0,999
25	0,99708	0,999
26	0,99681	0,999
27	0,99654	0,998
28	0,99626	0,998
29	0,99598	0,998
30	0,99568	0,997

### A.3. Índice de vazios máximo

Data de realização: 23 de março de 2016

Número do ensaio	Volume inicial (cm <sup>3</sup> )	Volume final (cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{dmin}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{max}$	$\gamma_{dmin}$ médio (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{max}$ médio
<b>massa=500g</b>						13,26	0,954
1	355	360	1,39	13,62	0,901		
2	355	365	1,37	13,43	0,927		
3	360	370	1,35	13,25	0,954		
4	360	365	1,37	13,43	0,927		
5	360	375	1,33	13,08	0,980		
6	365	375	1,33	13,08	0,980		
7	365	370	1,35	13,25	0,954		
8	365	365	1,37	13,43	0,927		
9	370	370	1,35	13,25	0,954		
10	370	370	1,35	13,25	0,954		
11	365	375	1,33	13,08	0,980		
12	360	370	1,35	13,25	0,954		
13	370	370	1,35	13,25	0,954		
14	360	370	1,35	13,25	0,954		
15	370	380	1,32	12,90	1,006		
16	370	370	1,35	13,25	0,954		
17	360	375	1,33	13,08	0,980		
18	360	370	1,35	13,25	0,954		
19	360	365	1,37	13,43	0,927		
20	360	370	1,35	13,25	0,954		
21	360	370	1,35	13,25	0,954		
<b>massa=440,56g</b>						13,26	0,954
1	310	325	1,36	13,29	0,948		
2	315	320	1,38	13,50	0,918		
3	310	320	1,38	13,50	0,918		
4	310	330	1,34	13,09	0,977		
5	315	330	1,34	13,09	0,977		
6	315	335	1,32	12,90	1,007		
7	315	325	1,36	13,29	0,948		
8	315	320	1,38	13,50	0,918		
9	315	325	1,36	13,29	0,948		
10	320	330	1,34	13,09	0,977		

**A.4. Índice de vazios mínimo**

Data de realização: 23 de março de 2016

Dimensões do molde

- Diâmetro: 10,11cm
- Altura: 11,60cm
- Volume: 931,22cm<sup>3</sup>

Massa do molde (g)	Massa do molde+solo (g)	Massa de solo (g)	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{mín}$	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ médio (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{mín}$ médio
4429	6013	1584	1,70	16,68	0,552	16,86	0,536
4429	6005	1576	1,69	16,60	0,56		
4429	6049	1620	1,74	17,06	0,518		
4429	6053	1624	1,74	17,10	0,514		

## ANEXO B – Procedimentos de Teste do Método de “Pluviação” Seca

No presente anexo, Anexo B, encontram-se os resultados dos testes realizados com o objetivo de desenvolver os procedimentos do método de preparação da amostra por “pluviação” seca.

Os dados apresentados são referentes às furações das taças utilizadas no desenvolvimento do procedimento, com as quais se obtiveram densidades relativas de 40% e 70%. Os resultados referem-se à primeira fase de testes com o anel original do edómetro colado numa placa de vidro, e aos testes realizados com a peça única.

O anexo B encontra-se dividido nas seguintes secções:

- B.1. Densidade relativa de 40%;
- B.2. Densidade relativa de 70%.

### B.1. Densidade relativa de 40%

#### B.1.1. Estrutura de “pluviação” seca com uma taça de furações de 3mm

B.1.1.1. Teste realizado com o anel original do edómetro colado na placa de vidro

Número de testes realizados	20
Média	40,38%
Desvio padrão	1,07

B.1.1.2. Teste realizado com a peça única

Número de testes realizados	15
Média	32,85%
Desvio padrão	1,04

#### B.1.2. Estrutura de “pluviação” seca com uma taça de furações de 2,15mm

B.1.2.1. Teste realizado com a peça única

Número de testes realizados	23
Média	39,97%
Desvio padrão	0,96

## **B.2. Densidade relativa de 70%**

### **B.2.1. Taça com furação de 1,7mm**

B.2.1.1. Teste realizado com o anel original do edômetro colado na placa de vidro

Número de testes realizados	20
Média	71,28%
Desvio padrão	1,50

B.2.1.2. Teste realizado com a peça única

Número de testes realizados	11
Média	54,70%
Desvio padrão	1,44

### **B.2.2. Estrutura de “pluviação” seca com uma taça de furações de 1,20mm**

B.2.2.1. Teste realizado com a peça única

Número de testes realizados	10
Média	60,91%
Desvio padrão	0,85

B.2.2.2. Teste realizado com a peça única e uma altura adicional de 4cm na estrutura de “pluviação” seca

Número de testes realizados	14
Média	61,72%
Desvio padrão	0,73

B.2.2.2. Teste realizado com a peça única e o procedimento utilizado na dissertação (com a estrutura de “pluviação” seca, uma altura adicional de 4cm e os peneiros)

Número de testes realizados	25
Média	70,78%
Desvio padrão	1,57



## ANEXO C - Boletim do Ensaio PS40CD\_5

No presente anexo é apresentado o boletim do ensaio PS40CD\_5, a título de exemplo, com as respectivas leituras registadas pelo transdutor de deslocamentos durante a realização do ensaio.

### Boletim do ensaio PS40CD\_5

Número do escalão	Tempo total do ensaio (s)	Tempo por escalão (s)	Tensão (kPa)	Deslocamento Axial (mm)	Deformação axial (%)
1	0	0	43,4	0	0
1	2	2	43,4	0,069	0,36
1	5	5	43,4	0,098	0,51
1	7	7	43,4	0,098	0,51
1	9	9	43,4	0,098	0,51
1	11	11	43,4	0,098	0,51
...					
1	7190	7190	43,4	0,104	0,54
1	7192	7192	43,4	0,104	0,54
1	7194	7194	43,4	0,104	0,54
1	7196	7196	43,4	0,104	0,54
1	7198	7198	43,4	0,104	0,54
1	7200	7200	43,4	0,104	0,54
2	7200	0	71,7	0,127	0,66
2	7202	2	71,7	0,128	0,67
2	7205	5	71,7	0,128	0,67
2	7207	7	71,7	0,128	0,67
2	7209	9	71,7	0,128	0,67
2	7211	11	71,7	0,128	0,67
...					
2	14391	7191	71,7	0,134	0,7
2	14393	7193	71,7	0,134	0,7
2	14395	7195	71,7	0,134	0,7
2	14398	7198	71,7	0,134	0,7
2	14400	7200	71,7	0,134	0,7
3	14400	0	128,4	0,182	0,95
3	14404	4	128,4	0,182	0,95
3	14406	6	128,4	0,182	0,95
3	14408	8	128,4	0,182	0,95
3	14410	10	128,4	0,182	0,95
...					
3	21591	7191	128,4	0,185	0,97
3	21594	7194	128,4	0,185	0,97
3	21596	7196	128,4	0,185	0,97
3	21598	7198	128,4	0,185	0,97
3	21600	7200	128,4	0,185	0,97
4	21600	0	241,6	0,195	1,02
4	21604	4	241,6	0,256	1,34
4	21606	6	241,6	0,257	1,35
4	21609	9	241,6	0,256	1,34
4	21611	11	241,6	0,256	1,34
...					
4	28790	7190	241,6	0,266	1,39
4	28793	7193	241,6	0,266	1,39
4	28795	7195	241,6	0,266	1,39

4	28797	7197	241,6	0,266	1,39
4	28799	7199	241,6	0,266	1,39
4	28802	7202	241,6	0,266	1,39
5	28802	0	468	0,269	1,41
5	28805	3	468	0,345	1,81
5	28808	6	468	0,346	1,81
5	28810	8	468	0,346	1,81
5	28812	10	468	0,346	1,81
...					
5	35993	7191	468	0,353	1,85
5	35995	7193	468	0,353	1,85
5	35997	7195	468	0,353	1,85
5	35999	7197	468	0,353	1,85
5	36002	7200	468	0,353	1,85
6	36002	0	920,8	0,463	2,42
6	36005	3	920,8	0,464	2,43
6	36007	5	920,8	0,464	2,43
6	36010	8	920,8	0,465	2,43
6	36012	10	920,8	0,465	2,43
...					
6	43193	7191	920,8	0,476	2,49
6	43195	7193	920,8	0,476	2,49
6	43198	7196	920,8	0,476	2,49
6	43200	7198	920,8	0,476	2,49
6	43202	7200	920,8	0,476	2,49
7	43202	0	241,6	0,404	2,12
7	43206	4	241,6	0,404	2,12
7	43208	6	241,6	0,404	2,12
7	43211	9	241,6	0,404	2,12
7	43213	11	241,6	0,404	2,12
...					
7	50393	7191	241,6	0,403	2,11
7	50395	7193	241,6	0,403	2,11
7	50398	7196	241,6	0,403	2,11
7	50400	7198	241,6	0,403	2,11
7	50402	7200	241,6	0,403	2,11
8	50402	0	71,7	0,354	1,85
8	50406	4	71,7	0,354	1,85
8	50408	6	71,7	0,354	1,85
8	50410	8	71,7	0,354	1,85
8	50413	11	71,7	0,354	1,85
...					
8	57592	7190	71,7	0,353	1,85
8	57595	7193	71,7	0,353	1,85
8	57597	7195	71,7	0,353	1,85
8	57599	7197	71,7	0,353	1,85
8	57601	7199	71,7	0,353	1,85
8	57604	7202	71,7	0,353	1,85
9	57604	0	43,4	0,337	1,76
9	57607	3	43,4	0,337	1,76
9	57610	6	43,4	0,337	1,76
9	57612	8	43,4	0,337	1,76
9	57614	10	43,4	0,337	1,76
...					
9	64794	7190	43,4	0,336	1,76
9	64796	7192	43,4	0,337	1,76
9	64799	7195	43,4	0,337	1,76
9	64801	7197	43,4	0,337	1,76
9	64803	7199	43,4	0,337	1,76
9	64805	7201	43,4	0,337	1,76

## **ANEXO D – Resposta da Areia de Coimbra sob um Carregamento Uniaxial**

No anexo D são apresentados os resultados determinados para o carregamento uniaxial da areia de Coimbra, realizados com recurso ao edómetro com escalões de duas horas.

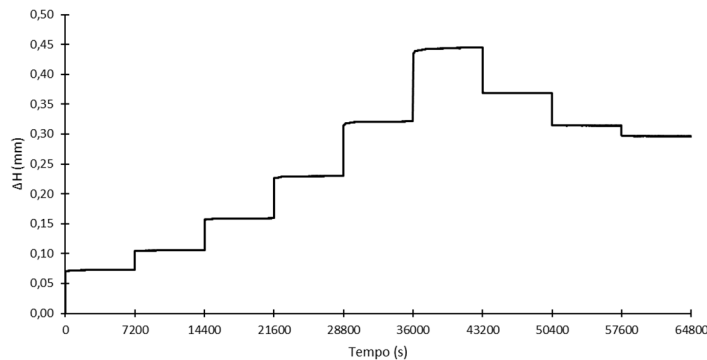
Em cada secção do anexo é apresentada uma tabela com os dados da amostra ensaiada, o gráfico do assentamento acumulado em função do tempo, uma tabela com o resumo dos resultados determinados para cada escalão de carregamento e o gráfico do índice de vazios em função da tensão aplicada. Cada secção refere-se ao seguinte ensaio:

- D.1. Resultados do ensaio PS40CD\_3;
- D.2. Resultados do ensaio PS40CD\_4;
- D.3. Resultados do ensaio PS40CD\_5;
- D.4. Resultados do ensaio PS40CD\_6;
- D.5. Resultados do ensaio PS40CDR\_1;
- D.6. Resultados do ensaio PS40CDR\_2;
- D.7. Resultados do ensaio PS40CDR\_3;
- D.8. Resultados do ensaio PS40CD\_7;
- D.9. Resultados do ensaio PS70CD\_1;
- D.10. Resultados do ensaio PS70CD\_2;
- D.11. Resultados do ensaio PS70CDR\_1;
- D.12. Resultados do ensaio PS70CDR\_2;
- D.13. Resultados do ensaio PS70CDR\_3;
- D.14. Resultados do ensaio PS70CD\_3;
- D.15. Resultados do ensaio SA40CD\_1;
- D.16. Resultados do ensaio SA40CD\_2;
- D.17. Resultados do ensaio SA40CD\_3;
- D.18. Resultados do ensaio SA70CD\_1;
- D.19. Resultados do ensaio SA70CD\_2;
- D.20. Resultados do ensaio CH40CD\_1;
- D.21. Resultados do ensaio CH40CD\_2;
- D.22. Resultados do ensaio CH70CD\_1;
- D.23. Resultados do ensaio CH70CD\_2.

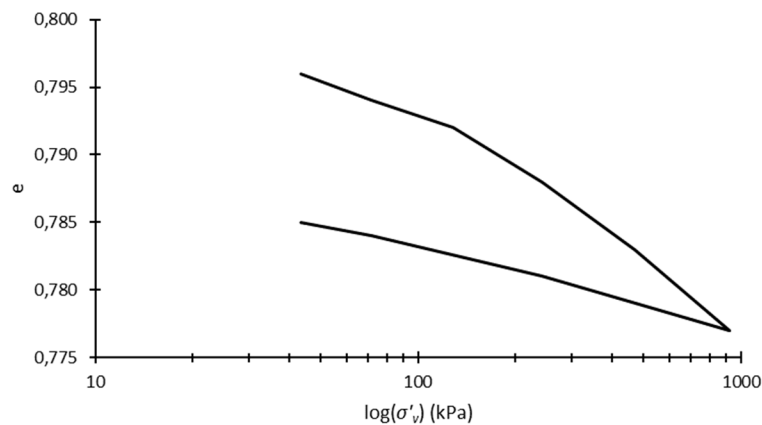
### D.1. Resultados do ensaio PS40CD\_3

#### Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	107,19 g
Índice de vazios:	0,800
Densidade relativa:	36,84 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



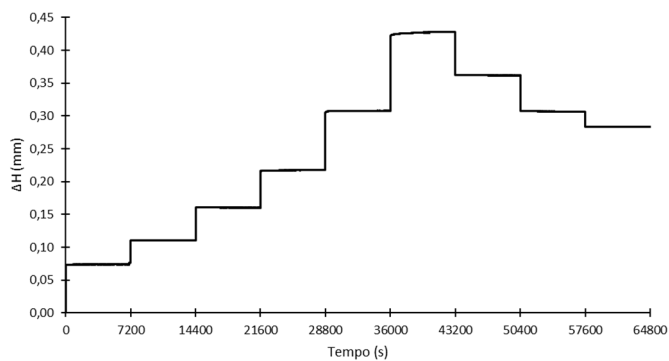
Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta\sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00		0	0,800				
1	1	43,44	0,073	0,004	0,796	0,004	43,44	1,800	0,05116
2	2	71,74	0,106	0,006	0,794	0,002	28,30	1,796	0,03934
3	4	128,35	0,16	0,008	0,792	0,002	56,61	1,794	0,01969
4	8	241,56	0,23	0,012	0,788	0,004	113,21	1,792	0,01972
5	16	467,99	0,322	0,017	0,783	0,005	226,43	1,788	0,01235
6	32	920,84	0,445	0,023	0,777	0,006	452,85	1,783	0,00743
7	8	241,56	0,369	0,019	0,781	-0,004	-679,28	1,777	0,00331
8	2	71,74	0,313	0,016	0,784	-0,003	-169,82	1,781	0,00992
9	1	43,44	0,296	0,015	0,785	-0,001	-28,30	1,784	0,01980



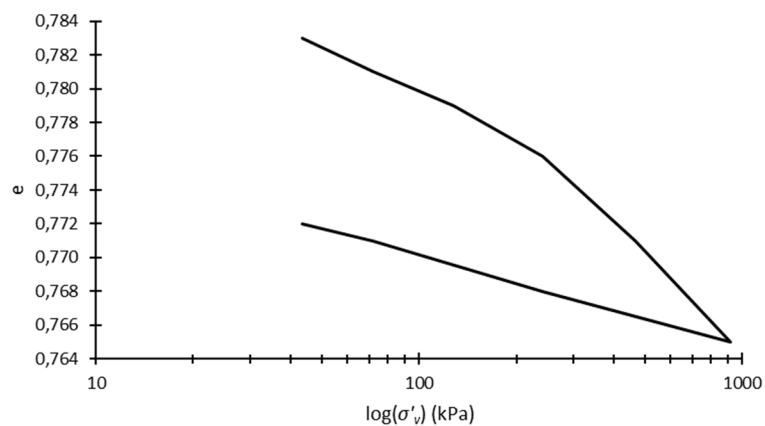
## D.2. Resultados do ensaio PS40CD\_4

### Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	107,97 g
Índice de vazios:	0,787
Densidade relativa:	39,95 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

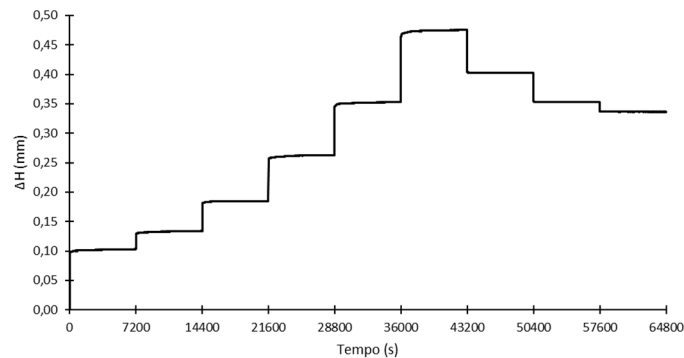


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
	0	0,00	0	0	0,787				
1	1	43,44	0,076	0,004	0,783	0,004	43,44	1,787	0,05153
2	2	71,74	0,11	0,006	0,781	0,002	28,30	1,783	0,03963
3	4	128,35	0,161	0,008	0,779	0,002	56,61	1,781	0,01984
4	8	241,56	0,218	0,011	0,776	0,003	113,21	1,779	0,01490
5	16	467,99	0,308	0,016	0,771	0,005	226,43	1,776	0,01243
6	32	920,84	0,428	0,022	0,765	0,006	452,85	1,771	0,00748
7	8	241,56	0,361	0,019	0,768	-0,003	-679,28	1,765	0,00250
8	2	71,74	0,306	0,016	0,771	-0,003	-169,82	1,768	0,00999
9	1	43,44	0,283	0,015	0,772	-0,001	-28,30	1,771	0,01995

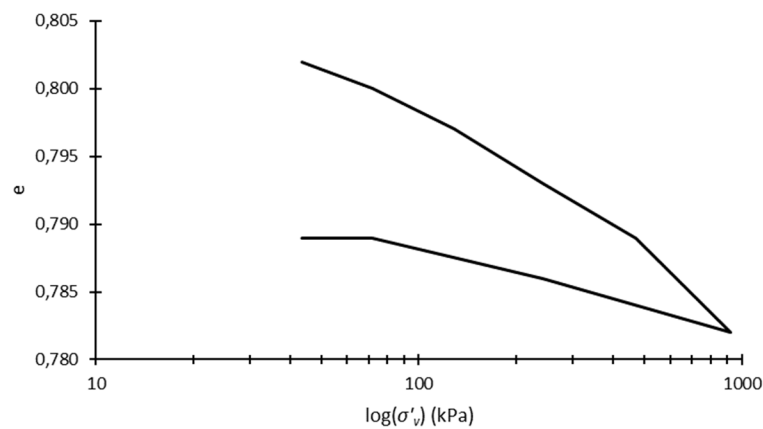


### D.3. Resultados do ensaio PS40CD\_5

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	106,81 g
Índice de vazios:	0,807
Densidade relativa:	35,17 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



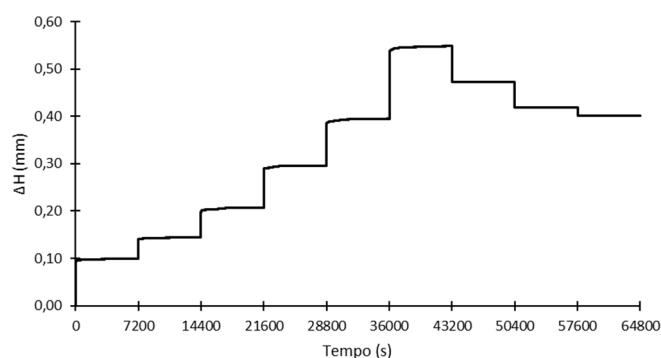
Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,807				
1	1	43,44	0,104	0,005	0,802	0,005	43,44	1,807	0,06370
2	2	71,74	0,134	0,007	0,8	0,002	28,30	1,802	0,03921
3	4	128,35	0,185	0,01	0,797	0,003	56,61	1,800	0,02944
4	8	241,56	0,266	0,014	0,793	0,004	113,21	1,797	0,01966
5	16	467,99	0,353	0,018	0,789	0,004	226,43	1,793	0,00985
6	32	920,84	0,476	0,025	0,782	0,007	452,85	1,789	0,00864
7	8	241,56	0,403	0,021	0,786	-0,004	-679,28	1,782	0,00330
8	2	71,74	0,353	0,018	0,789	-0,003	-169,82	1,786	0,00989
9	1	43,44	0,337	0,018	0,789	0	-28,30	1,789	0,00000



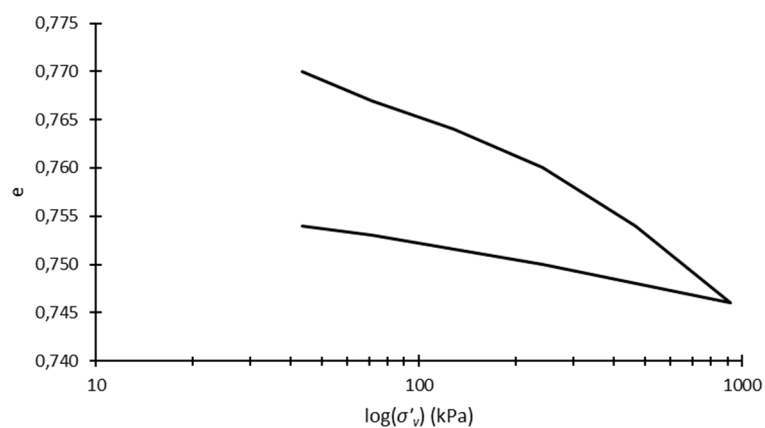
## D.4. Resultados do ensaio PS40CD\_6

### Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	108,7 g
Índice de vazios:	0,775
Densidade relativa:	42,82 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

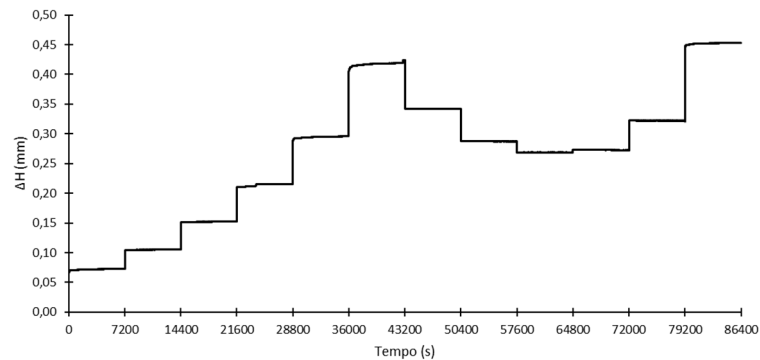


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,775				
1	1	43,44	0,1	0,005	0,77	0,005	43,44	1,775	0,06485
2	2	71,74	0,145	0,008	0,767	0,003	28,30	1,77	0,05988
3	4	128,35	0,206	0,011	0,764	0,003	56,61	1,767	0,02999
4	8	241,56	0,296	0,015	0,76	0,004	113,21	1,764	0,02003
5	16	467,99	0,396	0,021	0,754	0,006	226,43	1,76	0,01506
6	32	920,84	0,549	0,029	0,746	0,008	452,85	1,754	0,01007
7	8	241,56	0,472	0,025	0,75	-0,004	-679,28	1,746	0,00337
8	2	71,74	0,418	0,022	0,753	-0,003	-169,82	1,75	0,01009
9	1	43,44	0,402	0,021	0,754	-0,001	-28,30	1,753	0,02015

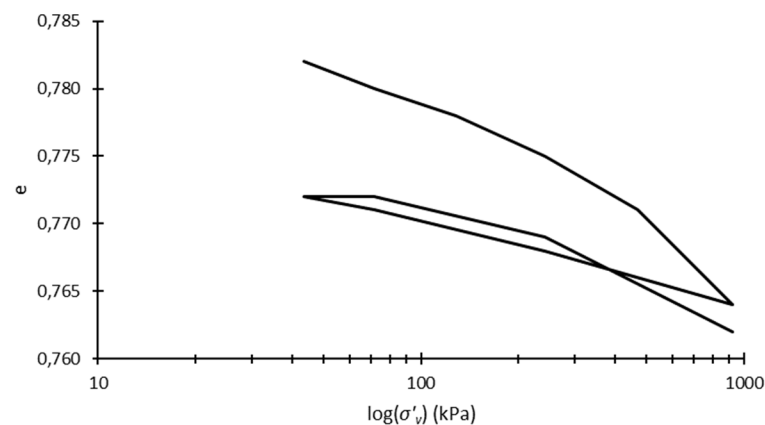


## D.5. Resultados do ensaio PS40CDR\_1

Dados da amostra:		
Massa inicial da amostra:	108,01	g
Índice de vazios:	0,786	
Densidade relativa:	40,19	%
Diâmetro da amostra	69,8	mm
Altura da amostra	19,1	mm



Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta\sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,786				
1	1	43,44	0,073	0,004	0,782	0,004	43,44	1,786	0,05156
2	2	71,74	0,107	0,006	0,78	0,002	28,30	1,782	0,03965
3	4	128,35	0,153	0,008	0,778	0,002	56,61	1,780	0,01985
4	8	241,56	0,215	0,011	0,775	0,003	113,21	1,778	0,01490
5	16	467,99	0,296	0,015	0,771	0,004	226,43	1,775	0,00995
6	32	920,84	0,423	0,022	0,764	0,007	452,85	1,771	0,00873
7	8	241,56	0,342	0,018	0,768	-0,004	-679,28	1,764	0,00334
8	2	71,74	0,288	0,015	0,771	-0,003	-169,82	1,768	0,00999
9	1	43,44	0,268	0,014	0,772	-0,001	-28,30	1,771	0,01995
10	2	71,74	0,272	0,014	0,772	0,000	28,30	1,772	0,00000
11	8	241,56	0,322	0,017	0,769	0,003	169,82	1,772	0,00997
12	32	920,84	0,453	0,024	0,762	0,007	679,28	1,769	0,00583

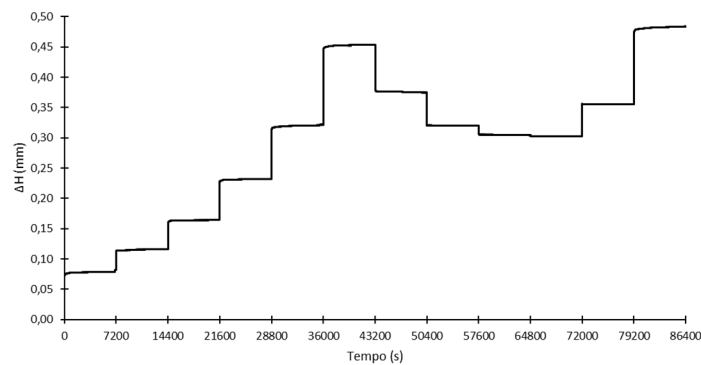




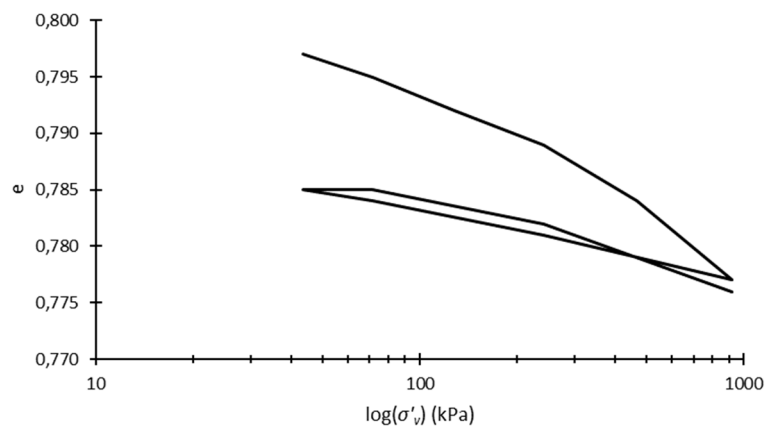
## D.6. Resultados do ensaio PS40CDR\_2

## Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	107,13 g
Índice de vazios:	0,801
Densidade relativa:	36,60 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

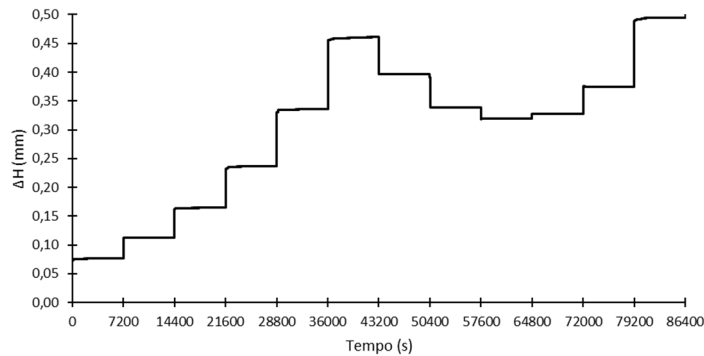


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta\sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00	0	0,000	0,801				
1	1	43,44	0,082	0,004	0,797	0,004	43,44	1,801	0,05113
2	2	71,74	0,116	0,006	0,795	0,002	28,30	1,797	0,03932
3	4	128,35	0,165	0,009	0,792	0,003	56,61	1,795	0,02952
4	8	241,56	0,232	0,012	0,789	0,003	113,21	1,792	0,01479
5	16	467,99	0,322	0,017	0,784	0,005	226,43	1,789	0,01234
6	32	920,84	0,454	0,024	0,777	0,007	452,85	1,784	0,00866
7	8	241,56	0,375	0,020	0,781	-0,004	-679,28	1,777	0,00331
8	2	71,74	0,320	0,017	0,784	-0,003	-169,82	1,781	0,00992
9	1	43,44	0,305	0,016	0,785	-0,001	-28,30	1,784	0,01980
10	2	71,74	0,303	0,016	0,785	0,000	28,30	1,785	0,00000
11	8	241,56	0,355	0,019	0,782	0,003	169,82	1,785	0,00990
12	32	920,84	0,483	0,025	0,776	0,006	679,28	1,782	0,00496

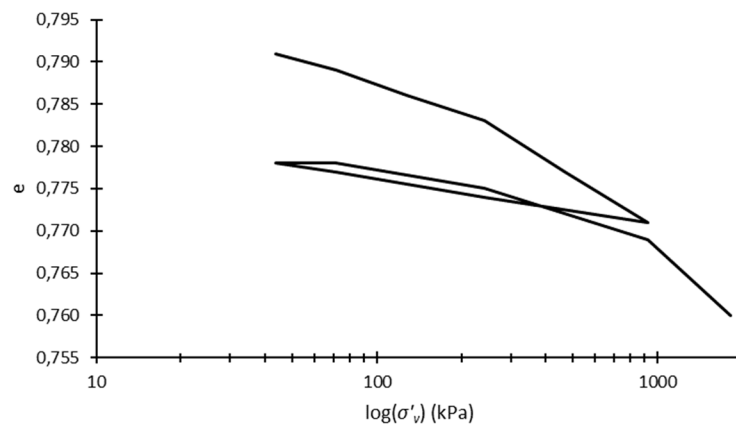


## D.7. Resultados do ensaio PS40CDR\_3

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	107,48 g
Índice de vazios:	0,795
Densidade relativa:	38,04 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



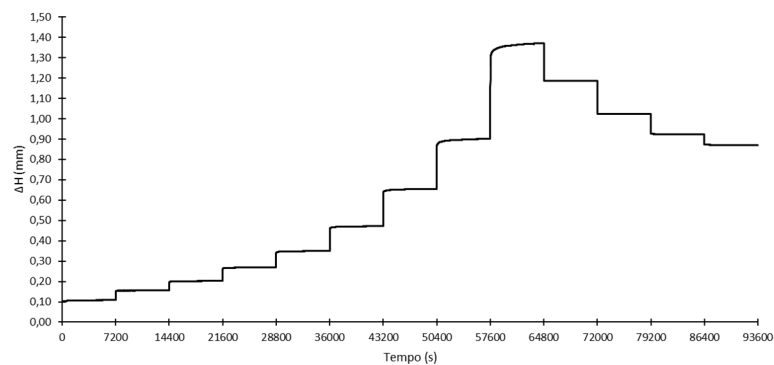
Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,795				
1	1	43,44	0,077	0,004	0,791	0,004	43,44	1,795	0,05130
2	2	71,74	0,113	0,006	0,789	0,002	28,30	1,791	0,03945
3	4	128,35	0,165	0,009	0,786	0,003	56,61	1,789	0,02962
4	8	241,56	0,237	0,012	0,783	0,003	113,21	1,786	0,01484
5	16	467,99	0,336	0,018	0,777	0,006	226,43	1,783	0,01486
6	32	920,84	0,461	0,024	0,771	0,006	452,85	1,777	0,00746
7	8	241,56	0,396	0,021	0,774	-0,003	-679,28	1,771	0,00249
8	2	71,74	0,339	0,018	0,777	-0,003	-169,82	1,774	0,00996
9	1	43,44	0,319	0,017	0,778	-0,001	-28,30	1,777	0,01988
10	2	71,74	0,328	0,017	0,778	0,000	28,30	1,778	0,00000
11	8	241,56	0,375	0,02	0,775	0,003	169,82	1,778	0,00994
12	32	920,84	0,495	0,026	0,769	0,006	679,28	1,775	0,00498
13	64	1826,54	0,664	0,035	0,76	0,009	905,71	1,769	0,00562



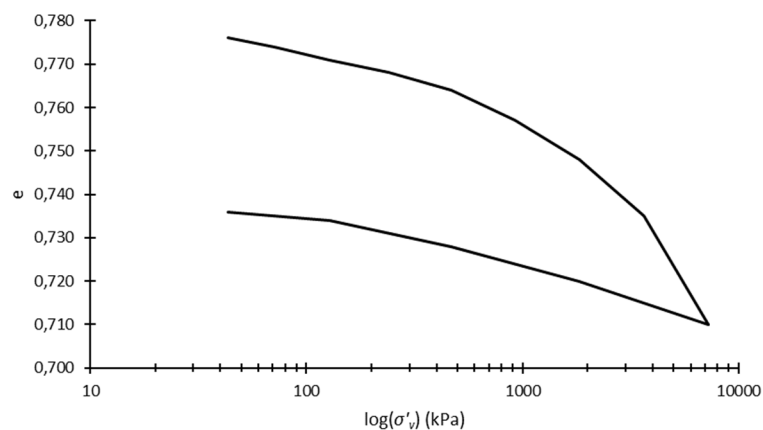
## D.8. Resultados do ensaio PS40CD\_7

## Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	108,28 g
Índice de vazios:	0,782
Densidade relativa:	41,15 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

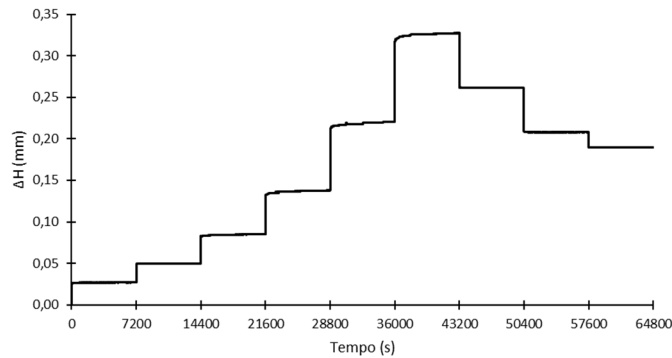


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00	0	0	0,782				
1	1	43,44	0,108	0,006	0,776	0,006	43,44	1,782	0,07752
2	2	71,74	0,155	0,008	0,774	0,002	28,30	1,776	0,03979
3	4	128,35	0,202	0,011	0,771	0,003	56,61	1,774	0,02987
4	8	241,56	0,269	0,014	0,768	0,003	113,21	1,771	0,01496
5	16	467,99	0,349	0,018	0,764	0,004	226,43	1,768	0,00999
6	32	920,84	0,473	0,025	0,757	0,007	452,85	1,764	0,00876
7	64	1826,54	0,655	0,034	0,748	0,009	905,71	1,757	0,00566
8	128	3637,96	0,901	0,047	0,735	0,013	1811,41	1,748	0,00411
9	256	7260,78	1,372	0,072	0,71	0,025	3622,82	1,735	0,00398
10	64	1826,54	1,186	0,062	0,72	-0,01	-5434,24	1,710	0,00108
11	16	467,99	1,023	0,054	0,728	-0,008	-1358,56	1,720	0,00342
12	4	128,35	0,923	0,048	0,734	-0,006	-339,64	1,728	0,01022
13	1	43,44	0,871	0,046	0,736	-0,002	-84,91	1,734	0,01358

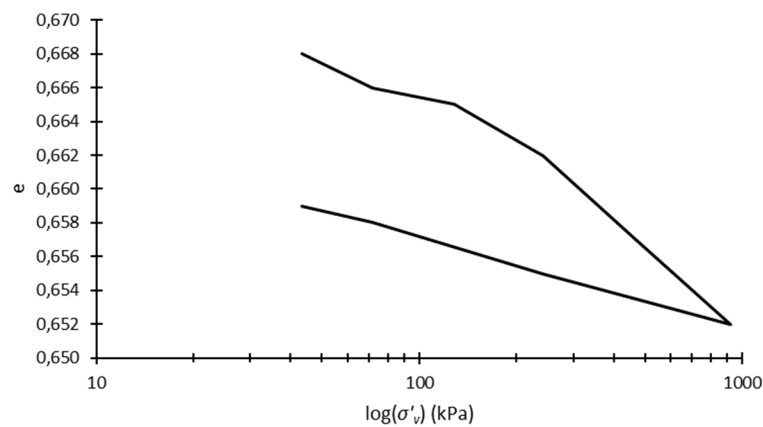


## D.9. Resultados do ensaio PS70CD\_1

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	115,62 g
Índice de vazios:	0,669
Densidade relativa:	68,18 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

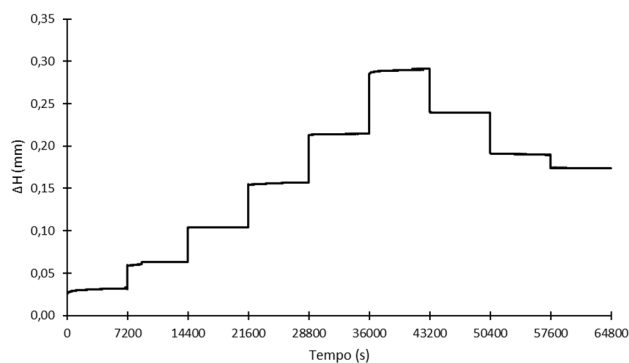


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta\sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,669				
1	1	43,44	0,027	0,001	0,668	0,001	43,44	1,669	0,01379
2	2	71,74	0,05	0,003	0,666	0,002	28,30	1,668	0,04236
3	4	128,35	0,085	0,004	0,665	0,001	56,61	1,666	0,01060
4	8	241,56	0,138	0,007	0,662	0,003	113,21	1,665	0,01592
5	16	467,99	0,22	0,012	0,657	0,005	226,43	1,662	0,01329
6	32	920,84	0,328	0,017	0,652	0,005	452,85	1,657	0,00666
7	8	241,56	0,261	0,014	0,655	-0,003	-679,28	1,652	0,00267
8	2	71,74	0,208	0,011	0,658	-0,003	-169,82	1,655	0,01067
9	1	43,44	0,19	0,01	0,659	-0,001	-28,30	1,658	0,02131

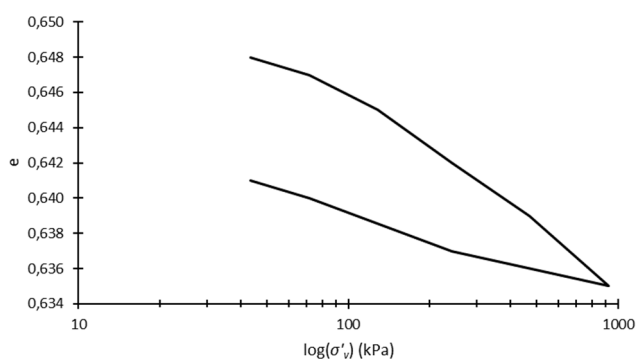


## D.10. Resultados do ensaio PS70CD\_2

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	116,93 g
Índice de vazios:	0,650
Densidade relativa:	72,73 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

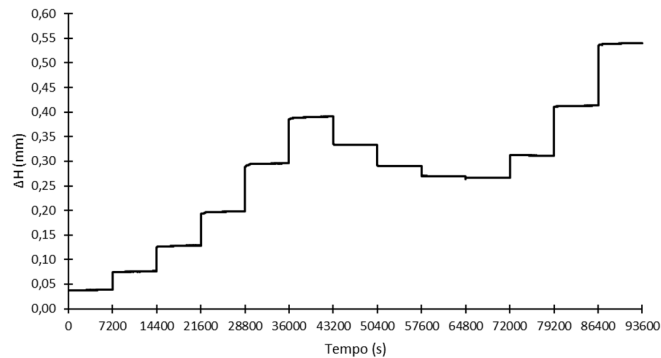


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00	0	0	0,650				
1	1	43,44	0,032	0,002	0,648	0,002	43,44	1,650	0,02791
2	2	71,74	0,063	0,003	0,647	0,001	28,30	1,648	0,02144
3	4	128,35	0,104	0,005	0,645	0,002	56,61	1,647	0,02145
4	8	241,56	0,157	0,008	0,642	0,003	113,21	1,645	0,01611
5	16	467,99	0,215	0,011	0,639	0,003	226,43	1,642	0,00807
6	32	920,84	0,291	0,015	0,635	0,004	452,85	1,639	0,00539
7	8	241,56	0,239	0,013	0,637	-0,002	-679,28	1,635	0,00180
8	2	71,74	0,190	0,01	0,640	-0,003	-169,82	1,637	0,01079
9	1	43,44	0,174	0,009	0,641	-0,001	-28,30	1,640	0,02154

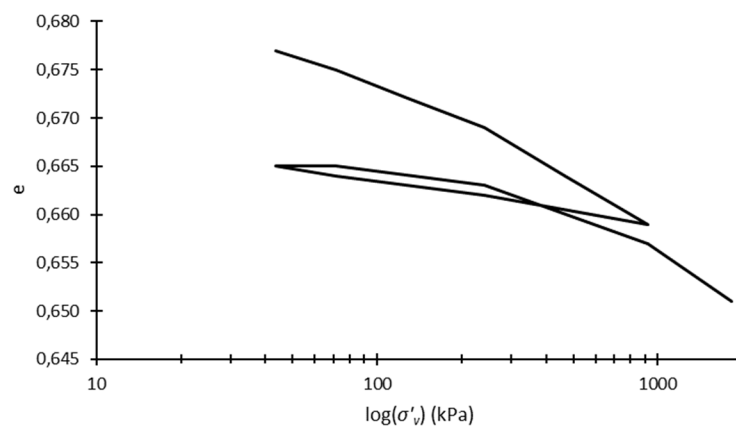


## D.11. Resultados do ensaio PS70CDR\_1

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	114,89 g
Índice de vazios:	0,679
Densidade relativa:	65,79 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



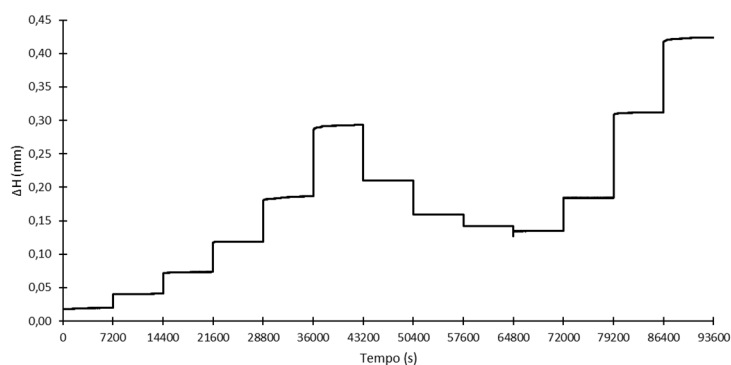
Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,679				
1	1	43,44	0,039	0,002	0,677	0,002	43,44	1,679	0,02742
2	2	71,74	0,076	0,004	0,675	0,002	28,30	1,677	0,04214
3	4	128,35	0,128	0,007	0,672	0,003	56,61	1,675	0,03164
4	8	241,56	0,198	0,01	0,669	0,003	113,21	1,672	0,01585
5	16	467,99	0,296	0,015	0,664	0,005	226,43	1,669	0,01323
6	32	920,84	0,391	0,02	0,659	0,005	452,85	1,664	0,00664
7	8	241,56	0,334	0,017	0,662	-0,003	-679,28	1,659	0,00266
8	2	71,74	0,290	0,015	0,664	-0,002	-169,82	1,662	0,00709
9	1	43,44	0,27	0,014	0,665	-0,001	-28,30	1,664	0,02123
10	2	71,74	0,266	0,014	0,665	0,000	28,30	1,665	0,00000
11	8	241,56	0,311	0,016	0,663	0,002	169,82	1,665	0,00707
12	32	920,84	0,413	0,022	0,657	0,006	679,28	1,663	0,00531
13	64	1826,54	0,54	0,028	0,651	0,006	905,70	1,657	0,00400



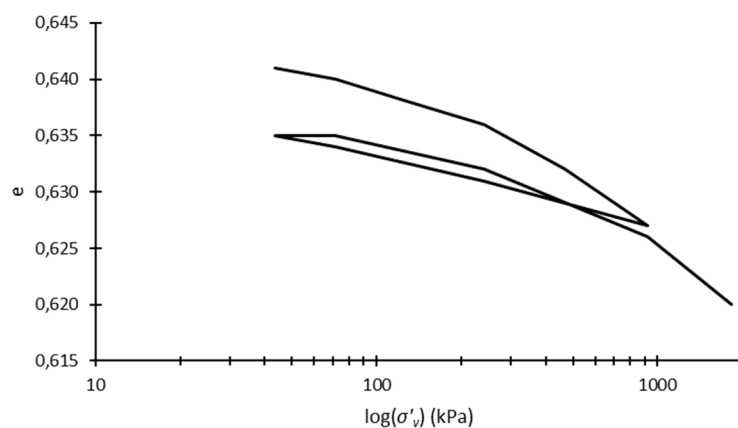
## D.12. Resultados do ensaio PS70CDR\_2

## Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	117,53 g
Índice de vazios:	0,642
Densidade relativa:	74,64 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



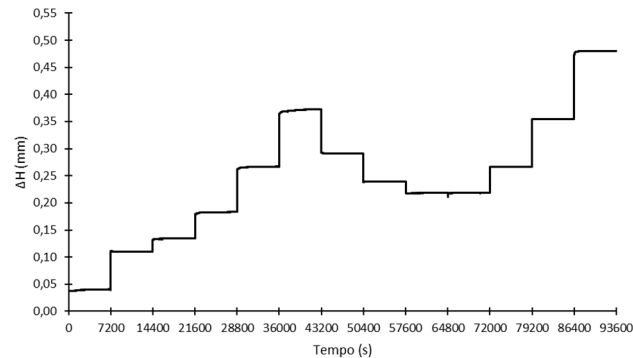
Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,642				
1	1	43,44	0,02	0,001	0,641	0,001	43,44	1,642	0,01402
2	2	71,74	0,041	0,002	0,64	0,001	28,30	1,641	0,02153
3	4	128,35	0,074	0,004	0,638	0,002	56,61	1,640	0,02154
4	8	241,56	0,119	0,006	0,636	0,002	113,21	1,638	0,01078
5	16	467,99	0,187	0,01	0,632	0,004	226,43	1,636	0,01080
6	32	920,84	0,293	0,015	0,627	0,005	452,85	1,632	0,00677
7	8	241,56	0,21	0,011	0,631	-0,004	-679,28	1,627	0,00362
8	2	71,74	0,159	0,008	0,634	-0,003	-169,82	1,631	0,01083
9	1	43,44	0,142	0,007	0,635	-0,001	-28,30	1,634	0,02162
10	2	71,74	0,135	0,007	0,635	0,000	28,30	1,635	0,00000
11	8	241,56	0,185	0,01	0,632	0,003	169,82	1,635	0,01080
12	32	920,84	0,312	0,016	0,626	0,006	679,28	1,632	0,00541
13	64	1826,54	0,424	0,022	0,62	0,006	905,70	1,626	0,00407



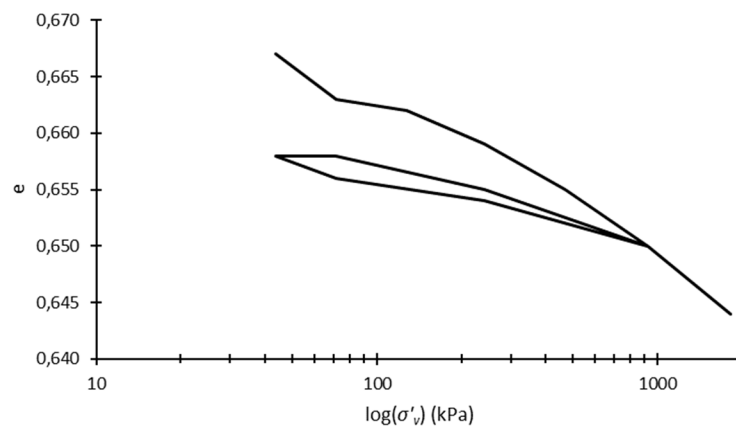
## D.13. Resultados do ensaio PS70CDR\_3

Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	115,59 g
Índice de vazios:	0,669
Densidade relativa:	68,18 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\delta e$	Variação tensão $\delta$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,669				
1	1	43,44	0,040	0,002	0,667	0,002	43,44	1,669	0,02759
2	2	71,74	0,110	0,006	0,663	0,004	28,30	1,667	0,08478
3	4	128,35	0,135	0,007	0,662	0,001	56,61	1,663	0,01062
4	8	241,56	0,184	0,01	0,659	0,003	113,21	1,662	0,01594
5	16	467,99	0,267	0,014	0,655	0,004	226,43	1,659	0,01065
6	32	920,84	0,372	0,019	0,65	0,005	452,85	1,655	0,00667
7	8	241,56	0,291	0,015	0,654	-0,004	-679,28	1,650	0,00357
8	2	71,74	0,239	0,013	0,656	-0,002	-169,82	1,654	0,00712
9	1	43,44	0,218	0,011	0,658	-0,002	-28,30	1,656	0,04267
10	2	71,74	0,218	0,011	0,658	0,000	28,30	1,658	0,00000
11	8	241,56	0,267	0,014	0,655	0,003	169,82	1,658	0,01065
12	32	920,84	0,355	0,019	0,65	0,005	679,28	1,655	0,00445
13	64	1826,54	0,480	0,025	0,644	0,006	905,71	1,650	0,00401

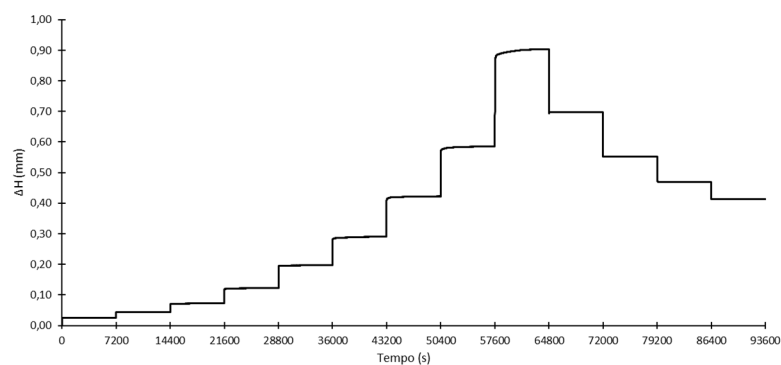




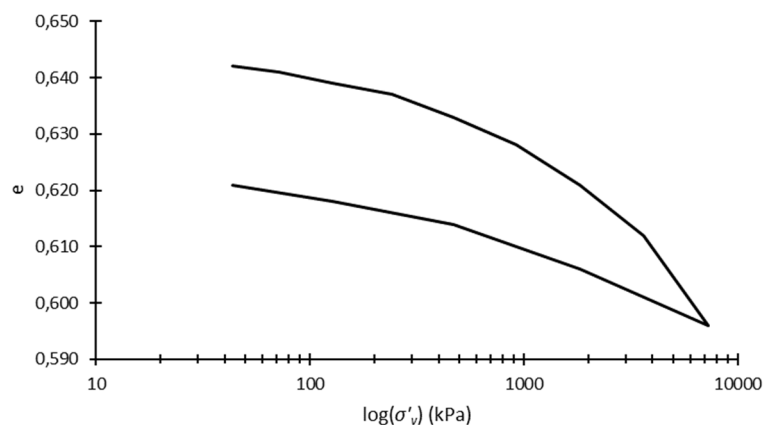
## D.14. Resultados do ensaio PS70CD\_3

## Dados da amostra:

Massa inicial da amostra:	117,43 g
Índice de vazios:	0,643
Densidade relativa:	74,4 %
Diâmetro da amostra	68,9 mm
Altura da amostra	19,1 mm

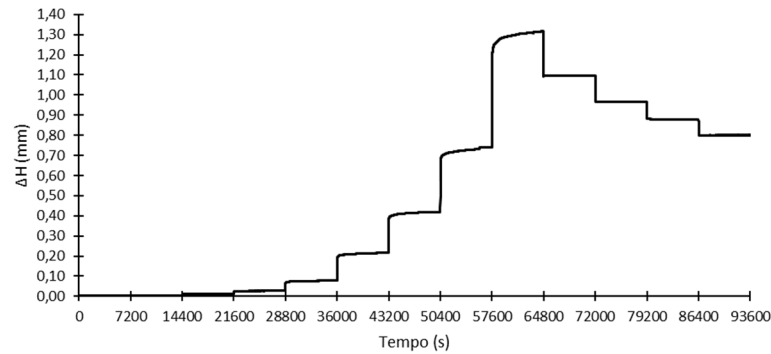


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\delta e$	Variação tensão $\delta$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0,000	0,643				
1	1	43,44	0,025	0,001	0,642	0,001	43,44	1,643	0,01401
2	2	71,74	0,044	0,002	0,641	0,001	28,30	1,642	0,02152
3	4	128,35	0,073	0,004	0,639	0,002	56,61	1,641	0,02153
4	8	241,56	0,122	0,006	0,637	0,002	113,21	1,639	0,01078
5	16	467,99	0,197	0,010	0,633	0,004	226,43	1,637	0,01079
6	32	920,84	0,291	0,015	0,628	0,005	452,85	1,633	0,00676
7	64	1826,54	0,423	0,022	0,621	0,007	905,71	1,628	0,00475
8	128	3637,96	0,586	0,031	0,612	0,009	1811,41	1,621	0,00307
9	256	7260,78	0,904	0,047	0,596	0,016	3622,82	1,612	0,00274
10	64	1826,54	0,698	0,037	0,606	-0,01	-5434,24	1,596	0,00115
11	16	467,99	0,552	0,029	0,614	-0,008	-1358,56	1,606	0,00367
12	4	128,35	0,469	0,025	0,618	-0,004	-339,64	1,614	0,00730
13	1	43,44	0,413	0,022	0,621	-0,003	-84,91	1,618	0,02184

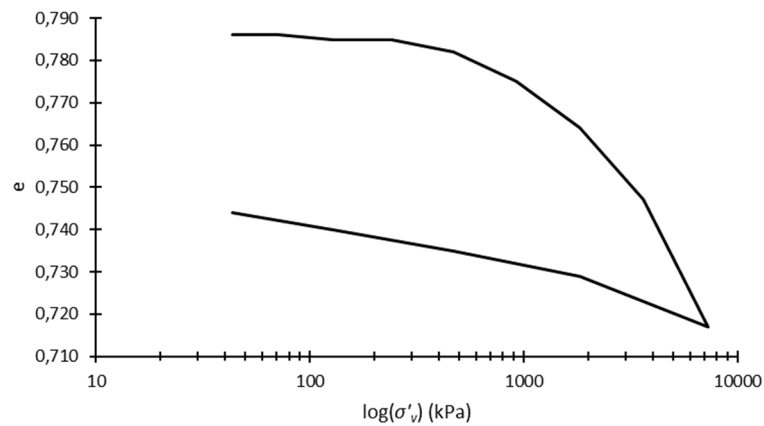


# D.15. Resultados do ensaio SA40CD\_1

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	108,06 g
Índice de vazios:	0,786
Densidade relativa:	40,19 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

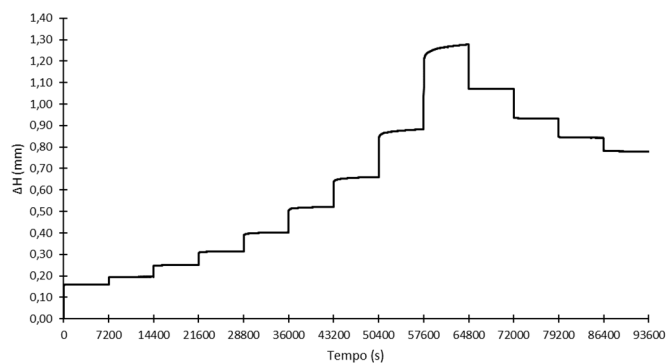


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0,000	0,786				
1	1	43,44	0,002	0,000	0,786	0,000	43,44	1,786	0,00000
2	2	71,74	0,005	0,000	0,786	0,000	28,30	1,786	0,00000
3	4	128,35	0,011	0,001	0,785	0,001	56,61	1,786	0,00989
4	8	241,56	0,027	0,001	0,785	0,000	113,21	1,785	0,00000
5	16	467,99	0,078	0,004	0,782	0,003	226,43	1,785	0,00742
6	32	920,84	0,215	0,011	0,775	0,007	452,85	1,782	0,00867
7	64	1826,54	0,419	0,022	0,764	0,011	905,71	1,775	0,00684
8	128	3637,96	0,739	0,039	0,747	0,017	1811,41	1,764	0,00532
9	256	7260,78	1,317	0,069	0,717	0,03	3622,82	1,747	0,00474
10	64	1826,54	1,096	0,057	0,729	-0,012	-5434,24	1,717	0,00129
11	16	467,99	0,966	0,051	0,735	-0,006	-1358,56	1,729	0,00255
12	4	128,35	0,879	0,046	0,740	-0,005	-339,64	1,735	0,00849
13	1	43,44	0,800	0,042	0,744	-0,004	-84,91	1,740	0,02707

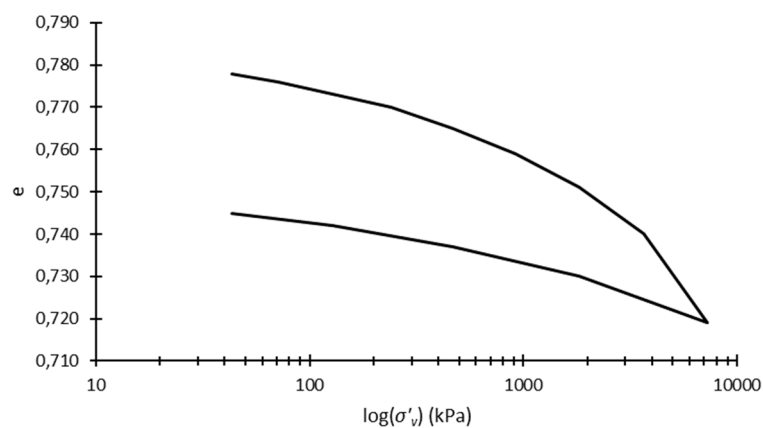


## D.16. Resultados do ensaio SA40CD\_2

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	108,06 g
Índice de vazios:	0,786
Densidade relativa:	40,19 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

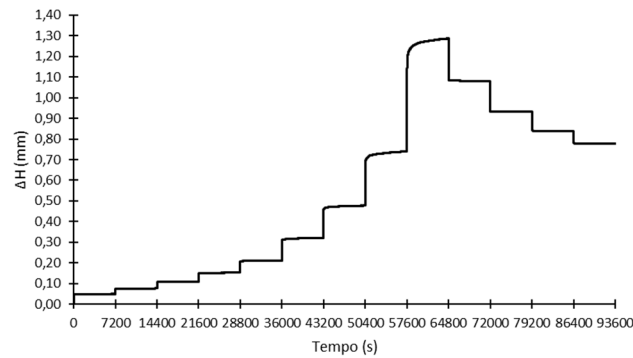


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta\sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,786				
1	1	43,44	0,161	0,008	0,778	0,008	43,44	1,786	0,10312
2	2	71,74	0,196	0,01	0,776	0,002	28,30	1,778	0,03974
3	4	128,35	0,252	0,013	0,773	0,003	56,61	1,776	0,02984
4	8	241,56	0,315	0,016	0,770	0,003	113,21	1,773	0,01495
5	16	467,99	0,403	0,021	0,765	0,005	226,43	1,770	0,01248
6	32	920,84	0,521	0,027	0,759	0,006	452,85	1,765	0,00751
7	64	1826,54	0,660	0,035	0,751	0,008	905,71	1,759	0,00502
8	128	3637,96	0,883	0,046	0,740	0,011	1811,41	1,751	0,00347
9	256	7260,78	1,277	0,067	0,719	0,021	3622,82	1,740	0,00333
10	64	1826,54	1,070	0,056	0,730	-0,011	-5434,24	1,719	0,00118
11	16	467,99	0,933	0,049	0,737	-0,007	-1358,56	1,730	0,00298
12	4	128,35	0,842	0,044	0,742	-0,005	-339,64	1,737	0,00848
13	1	43,44	0,779	0,041	0,745	-0,003	-84,91	1,742	0,02028

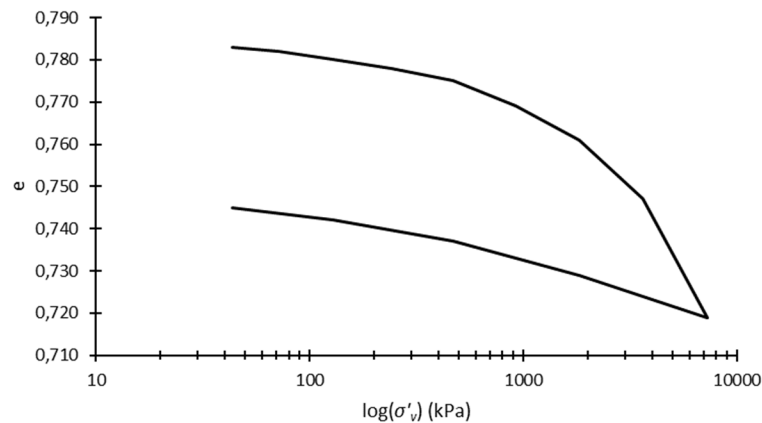


# D.17. Resultados do ensaio SA40CD\_3

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	108,06 g
Índice de vazios:	0,786
Densidade relativa:	40,19 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

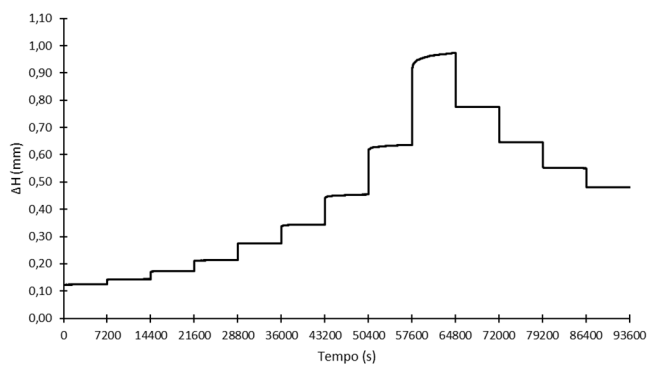


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,786				
1	1	43,44	0,05	0,003	0,783	0,003	43,44	1,786	0,03867
2	2	71,74	0,077	0,004	0,782	0,001	28,30	1,783	0,01982
3	4	128,35	0,109	0,006	0,780	0,002	56,61	1,782	0,01983
4	8	241,56	0,153	0,008	0,778	0,002	113,21	1,780	0,00992
5	16	467,99	0,212	0,011	0,775	0,003	226,43	1,778	0,00745
6	32	920,84	0,321	0,017	0,769	0,006	452,85	1,775	0,00746
7	64	1826,54	0,48	0,025	0,761	0,008	905,71	1,769	0,00499
8	128	3637,96	0,739	0,039	0,747	0,014	1811,41	1,761	0,00439
9	256	7260,78	1,286	0,067	0,719	0,028	3622,82	1,747	0,00442
10	64	1826,54	1,081	0,057	0,729	-0,010	-5434,24	1,719	0,00107
11	16	467,99	0,933	0,049	0,737	-0,008	-1358,56	1,729	0,00341
12	4	128,35	0,838	0,044	0,742	-0,005	-339,64	1,737	0,00848
13	1	43,44	0,778	0,041	0,745	-0,003	-84,91	1,742	0,02028

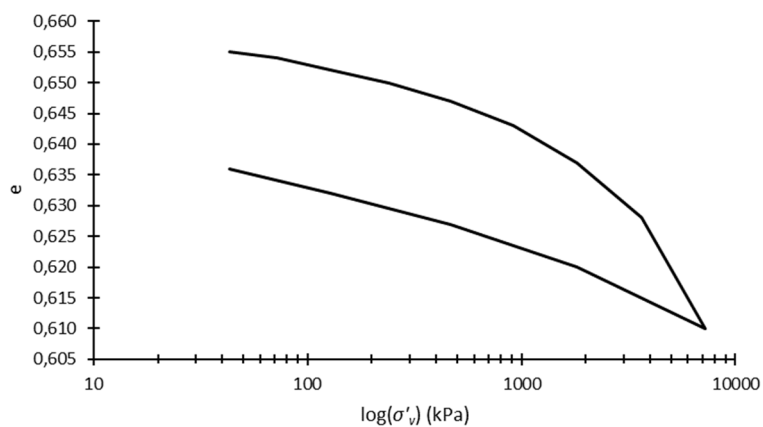


## D.18. Resultados do ensaio SA70CD\_1

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	116,14 g
Índice de vazios:	0,661
Densidade relativa:	70,1 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

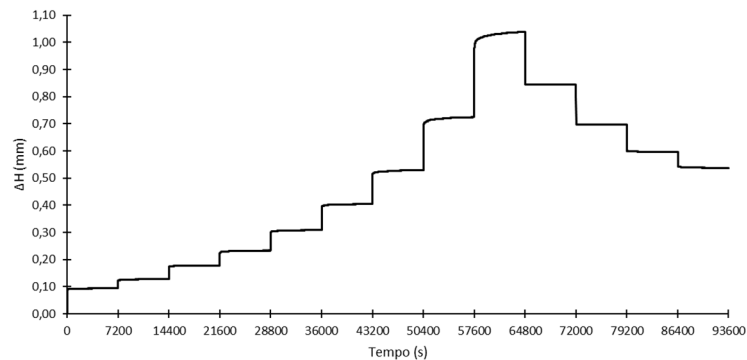


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,661				
1	1	43,44	0,124	0,006	0,655	0,006	43,44	1,661	0,08316
2	2	71,74	0,143	0,007	0,654	0,001	28,30	1,655	0,02135
3	4	128,35	0,174	0,009	0,652	0,002	56,61	1,654	0,02136
4	8	241,56	0,214	0,011	0,650	0,002	113,21	1,652	0,01069
5	16	467,99	0,275	0,014	0,647	0,003	226,43	1,650	0,00803
6	32	920,84	0,344	0,018	0,643	0,004	452,85	1,647	0,00536
7	64	1826,54	0,454	0,024	0,637	0,006	905,71	1,643	0,00403
8	128	3637,96	0,636	0,033	0,628	0,009	1811,41	1,637	0,00304
9	256	7260,78	0,973	0,051	0,610	0,018	3622,82	1,628	0,00305
10	64	1826,54	0,775	0,041	0,620	-0,010	-5434,24	1,610	0,00114
11	16	467,99	0,645	0,034	0,627	-0,007	-1358,56	1,620	0,00318
12	4	128,35	0,550	0,029	0,632	-0,005	-339,64	1,627	0,00905
13	1	43,44	0,480	0,025	0,636	-0,004	-84,91	1,632	0,02887

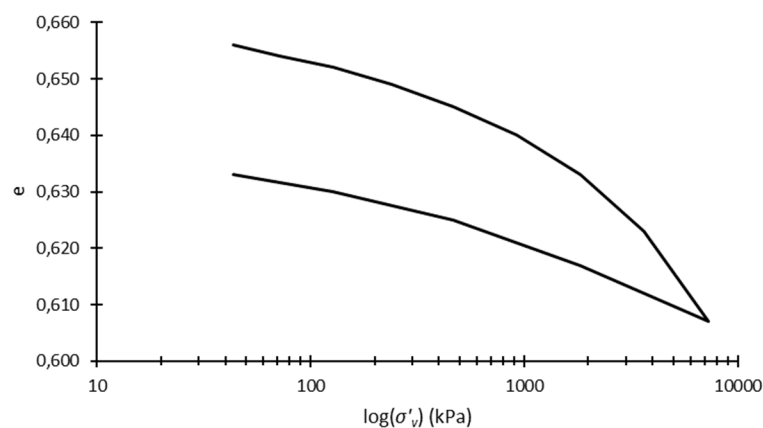


## D.19. Resultados do ensaio SA70CD\_2

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	116,14 g
Índice de vazios:	0,661
Densidade relativa:	70,1 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

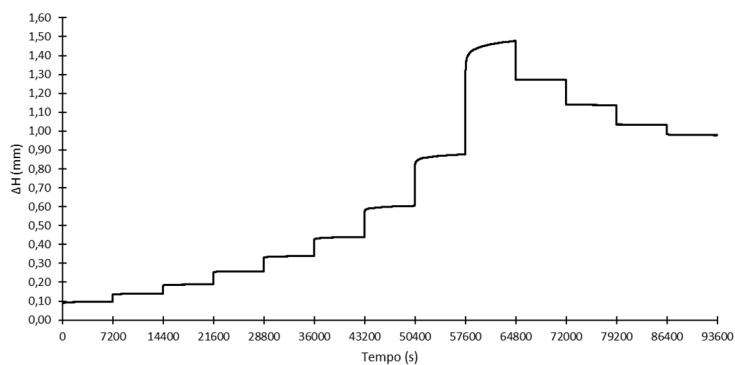


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00	0	0	0,661				
1	1	43,44	0,094	0,005	0,656	0,005	43,44	1,661	0,06930
2	2	71,74	0,130	0,007	0,654	0,002	28,30	1,656	0,04267
3	4	128,35	0,178	0,009	0,652	0,002	56,61	1,654	0,02136
4	8	241,56	0,233	0,012	0,649	0,003	113,21	1,652	0,01604
5	16	467,99	0,309	0,016	0,645	0,004	226,43	1,649	0,01071
6	32	920,84	0,404	0,021	0,640	0,005	452,85	1,645	0,00671
7	64	1826,54	0,529	0,028	0,633	0,007	905,71	1,640	0,00471
8	128	3637,96	0,725	0,038	0,623	0,010	1811,41	1,633	0,00338
9	256	7260,78	1,039	0,054	0,607	0,016	3622,82	1,623	0,00272
10	64	1826,54	0,845	0,044	0,617	-0,010	-5434,24	1,607	0,00115
11	16	467,99	0,697	0,036	0,625	-0,008	-1358,56	1,617	0,00364
12	4	128,35	0,596	0,031	0,630	-0,005	-339,64	1,625	0,00906
13	1	43,44	0,537	0,028	0,633	-0,003	-84,91	1,630	0,02168

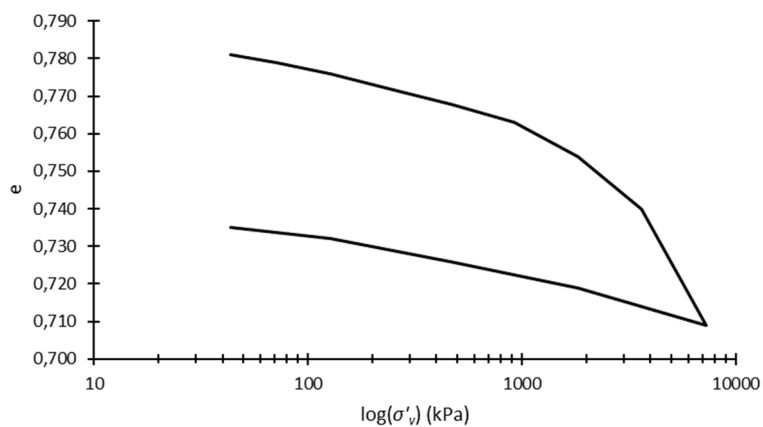


## D.20. Resultados do ensaio CH40CD\_1

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	108,06 g
Índice de vazios:	0,786
Densidade relativa:	40,19 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

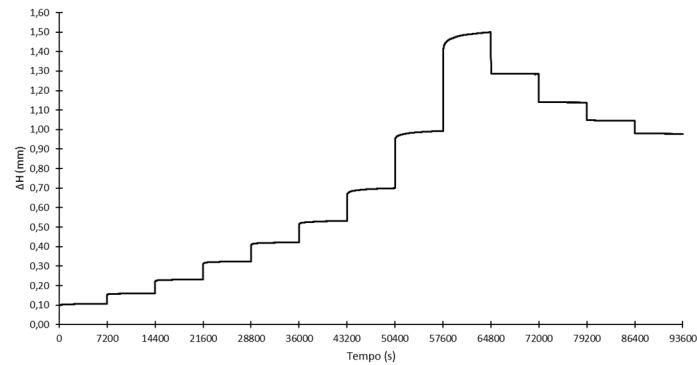


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00	0	0	0,786				
1	1	43,44	0,097	0,005	0,781	0,005	43,44	1,786	0,06445
2	2	71,74	0,140	0,007	0,779	0,002	28,30	1,781	0,03968
3	4	128,35	0,189	0,010	0,776	0,003	56,61	1,779	0,02979
4	8	241,56	0,258	0,014	0,772	0,004	113,21	1,776	0,01989
5	16	467,99	0,338	0,018	0,768	0,004	226,43	1,772	0,00997
6	32	920,84	0,440	0,023	0,763	0,005	452,85	1,768	0,00624
7	64	1826,54	0,605	0,032	0,754	0,009	905,71	1,763	0,00564
8	128	3637,96	0,876	0,046	0,740	0,014	1811,41	1,754	0,00441
9	256	7260,78	1,478	0,077	0,709	0,031	3622,82	1,740	0,00492
10	64	1826,54	1,272	0,067	0,719	-0,010	-5434,24	1,709	0,00108
11	16	467,99	1,137	0,060	0,726	-0,007	-1358,56	1,719	0,00300
12	4	128,35	1,035	0,054	0,732	-0,006	-339,64	1,726	0,01024
13	1	43,44	0,979	0,051	0,735	-0,003	-84,91	1,732	0,02040

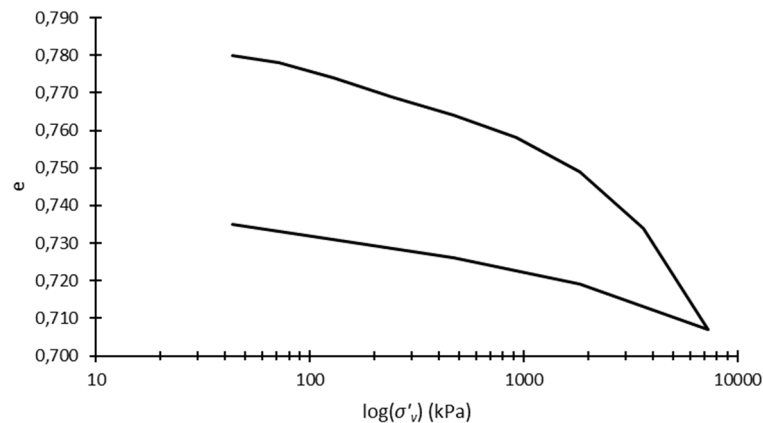


# D.21. Resultados do ensaio CH40CD\_2

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	108,06 g
Índice de vazios:	0,786
Densidade relativa:	40,19 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



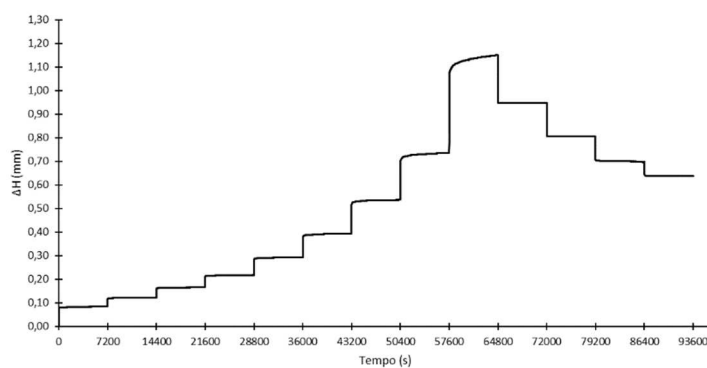
Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,786				
1	1	43,44	0,106	0,006	0,78	0,006	43,44	1,786	0,07734
2	2	71,74	0,161	0,008	0,778	0,002	28,30	1,780	0,03970
3	4	128,35	0,231	0,012	0,774	0,004	56,61	1,778	0,03974
4	8	241,56	0,324	0,017	0,769	0,005	113,21	1,774	0,02490
5	16	467,99	0,422	0,022	0,764	0,005	226,43	1,769	0,01248
6	32	920,84	0,532	0,028	0,758	0,006	452,85	1,764	0,00751
7	64	1826,54	0,700	0,037	0,749	0,009	905,71	1,758	0,00565
8	128	3637,96	0,993	0,052	0,734	0,015	1811,41	1,749	0,00473
9	256	7260,78	1,500	0,079	0,707	0,027	3622,82	1,734	0,00430
10	64	1826,54	1,284	0,067	0,719	-0,012	-5434,24	1,707	0,00129
11	16	467,99	1,139	0,06	0,726	-0,007	-1358,56	1,719	0,00300
12	4	128,35	1,045	0,055	0,731	-0,005	-339,64	1,726	0,00853
13	1	43,44	0,978	0,051	0,735	-0,004	-84,91	1,731	0,02721



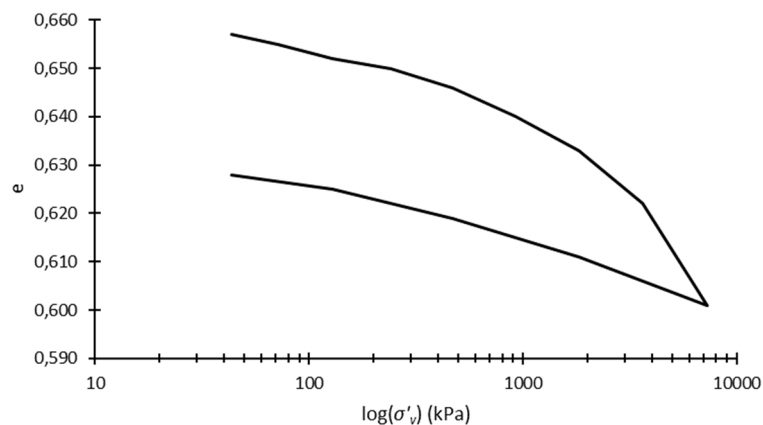


## D.22. Resultados do ensaio CH70CD\_1

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	116,14 g
Índice de vazios:	0,661
Densidade relativa:	70,1 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

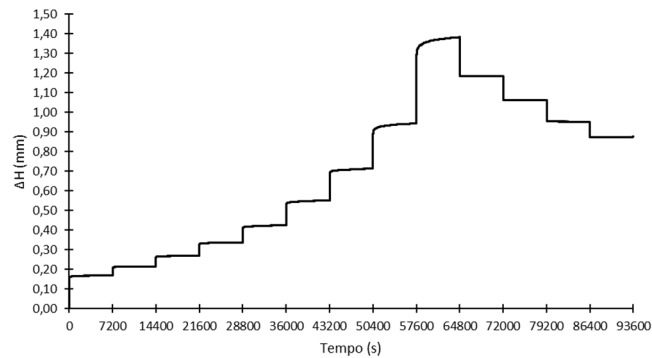


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,661				
1	1	43,44	0,084	0,004	0,657	0,004	43,44	1,661	0,05544
2	2	71,74	0,123	0,006	0,655	0,002	28,30	1,657	0,04265
3	4	128,35	0,166	0,009	0,652	0,003	56,61	1,655	0,03202
4	8	241,56	0,217	0,011	0,650	0,002	113,21	1,652	0,01069
5	16	467,99	0,293	0,015	0,646	0,004	226,43	1,650	0,01071
6	32	920,84	0,394	0,021	0,640	0,006	452,85	1,646	0,00805
7	64	1826,54	0,537	0,028	0,633	0,007	905,71	1,640	0,00471
8	128	3637,96	0,736	0,039	0,622	0,011	1811,41	1,633	0,00372
9	256	7260,78	1,151	0,060	0,601	0,021	3622,82	1,622	0,00357
10	64	1826,54	0,947	0,050	0,611	-0,010	-5434,24	1,601	0,00115
11	16	467,99	0,807	0,042	0,619	-0,008	-1358,56	1,611	0,00366
12	4	128,35	0,695	0,036	0,625	-0,006	-339,64	1,619	0,01091
13	1	43,44	0,637	0,033	0,628	-0,003	-84,91	1,625	0,02174

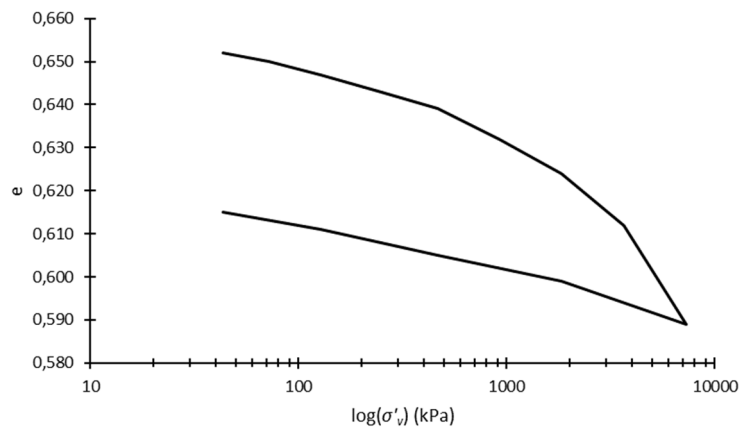


### D.23. Resultados do ensaio CH70CD\_2

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	116,14 g
Índice de vazios:	0,661
Densidade relativa:	70,10 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,661				
1	1	43,44	0,169	0,009	0,652	0,009	43,44	1,661	0,12475
2	2	71,74	0,215	0,011	0,650	0,002	28,30	1,652	0,04277
3	4	128,35	0,269	0,014	0,647	0,003	56,61	1,650	0,03212
4	8	241,56	0,337	0,018	0,643	0,004	113,21	1,647	0,02145
5	16	467,99	0,424	0,022	0,639	0,004	226,43	1,643	0,01075
6	32	920,84	0,550	0,029	0,632	0,007	452,85	1,639	0,00943
7	64	1826,54	0,713	0,037	0,624	0,008	905,71	1,632	0,00541
8	128	3637,96	0,943	0,049	0,612	0,012	1811,41	1,624	0,00408
9	256	7260,78	1,383	0,072	0,589	0,023	3622,82	1,612	0,00394
10	64	1826,54	1,186	0,062	0,599	-0,010	-5434,24	1,589	0,00116
11	16	467,99	1,061	0,056	0,605	-0,006	-1358,56	1,599	0,00276
12	4	128,35	0,952	0,050	0,611	-0,006	-339,64	1,605	0,01101
13	1	43,44	0,877	0,046	0,615	-0,004	-84,91	1,611	0,02924



## **ANEXO E – Resposta da Areia de Coimbra sob um Carregamento Uniaxial: Escalões Diferentes de Duas Horas**

No anexo E são apresentados os ensaios realizados com escalões diferentes de duas horas. Estes ensaios não foram utilizados no estudo da compressibilidade da areia de Coimbra, foram apenas realizados com a finalidade de analisar aspetos peculiares do seu comportamento.

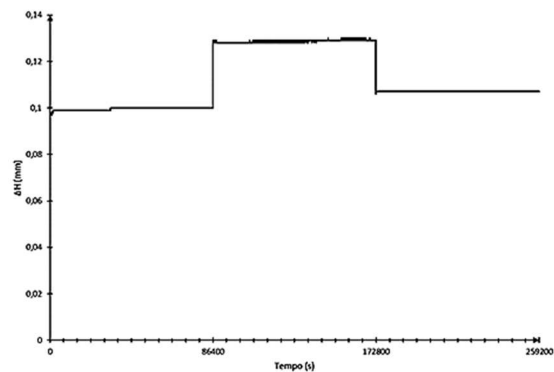
Nas três secções seguintes, é apresentado para cada ensaio, uma tabela com os dados da amostra ensaiada, o gráfico do assentamento acumulado em função do tempo, uma tabela com o resumo dos resultados determinados para cada escalão de carregamento e o gráfico do índice de vazios em função da tensão aplicada.

Em cada secção são apresentados os seguintes ensaios:

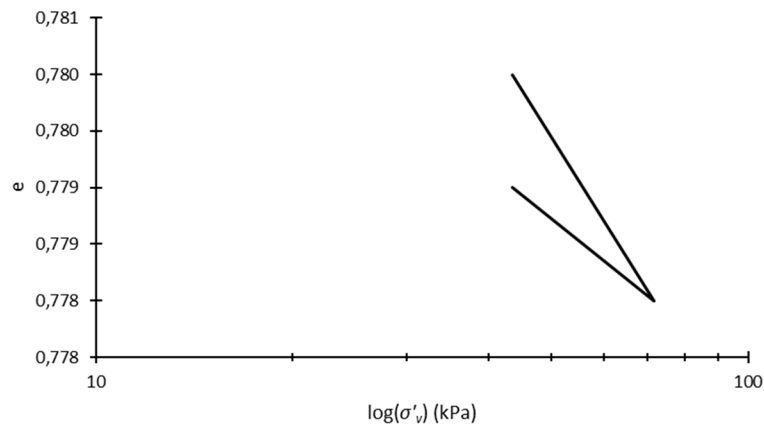
- E.1. Resultados do ensaio PS40CD\_1 com escalões de 24horas;
- E.2. Resultados do ensaio PS40CD\_2 com escalões de 1hora;
- E.3. Resultados do ensaio PS40CDR\_4 com escalões de 24horas.

E.1. Resultados do ensaio PS40CD\_1 com escalões de 24horas

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	106,81 g
Índice de vazios:	0,807
Densidade relativa:	35,17 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

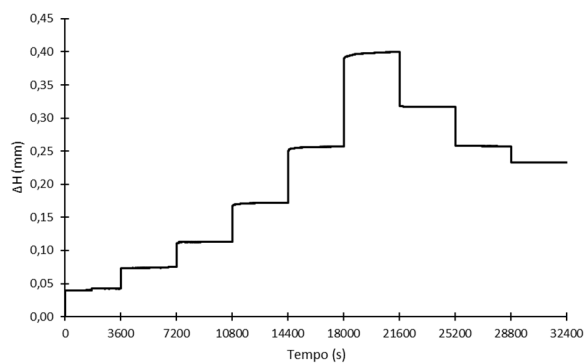


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv ( $m^2/MN$ )
		0,00		0	0,785				
1	1	43,44	0,100	0,005	0,780	0,005	43,44	1,785	0,06449
2	2	71,74	0,129	0,007	0,778	0,002	28,30	1,780	0,03970
3	1	43,44	0,107	0,006	0,779	-0,001	-28,30		

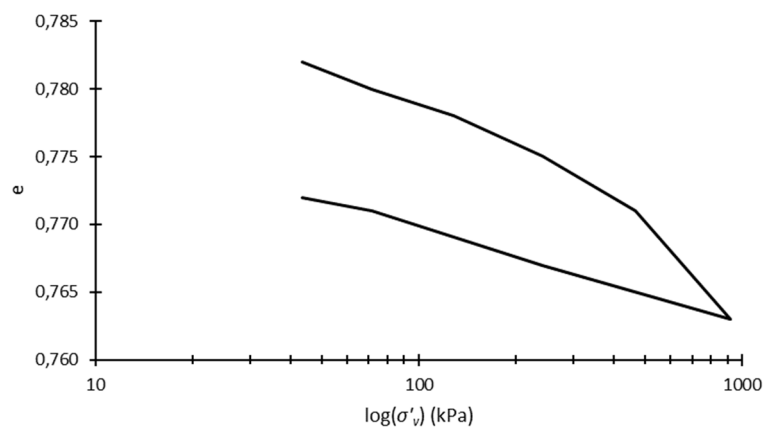


## E.2. Resultado do ensaio PS40CD\_2 com escalões de 1 hora

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	108,19 g
Índice de vazios:	0,784
Densidade relativa:	40,67 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm

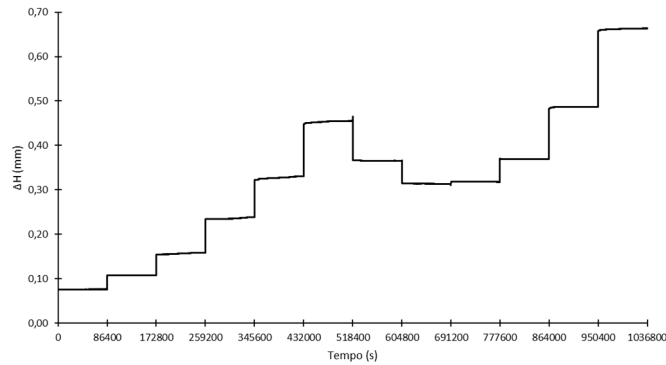


Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0,000	0	0,784				
1	1	43,44	0,043	0,002	0,782	0,002	43,44	1,784	0,02581
2	2	71,74	0,075	0,004	0,780	0,002	28,30	1,782	0,03965
3	4	128,35	0,113	0,006	0,778	0,002	56,61	1,780	0,01985
4	8	241,56	0,172	0,009	0,775	0,003	113,21	1,778	0,01490
5	16	467,99	0,257	0,013	0,771	0,004	226,43	1,775	0,00995
6	32	920,84	0,400	0,021	0,763	0,008	452,85	1,771	0,00998
7	8	241,56	0,317	0,017	0,767	-0,004	-679,28	1,763	0,00334
8	2	71,74	0,257	0,013	0,771	-0,004	-169,82	1,767	0,01333
9	1	43,44	0,233	0,012	0,772	-0,001	-28,30	1,771	0,01995

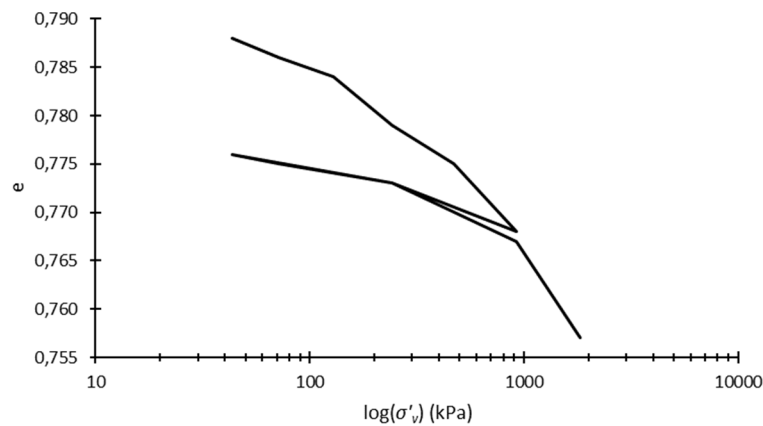


### E.3. Resultado do ensaio PS40CDR\_4 com escalões de 24horas

Dados da amostra:	
Massa inicial da amostra:	107,65 g
Índice de vazios:	0,792
Densidade relativa:	38,76 %
Diâmetro da amostra	69,8 mm
Altura da amostra	19,1 mm



Escalão	Carga P (kg)	Tensão $\sigma'$ (kPa)	Assent. Acumulado $\Delta H$ (mm)	Variação do índice de vazios acumulado $\Delta e$	Índice de vazios	Variação do índice de vazios $\Delta e$	Variação tensão $\Delta \sigma'$ (kPa)	1+e0	Coef. Comp. Volumétrica mv (m <sup>2</sup> /MN)
		0,00	0	0	0,792				
1	1	43,44	0,081	0,004	0,788	0,004	43,44	1,792	0,05139
2	2	71,74	0,108	0,006	0,786	0,002	28,30	1,788	0,03952
3	4	128,35	0,159	0,008	0,784	0,002	56,61	1,786	0,01978
4	8	241,56	0,24	0,013	0,779	0,005	113,21	1,784	0,02476
5	16	467,99	0,334	0,017	0,775	0,004	226,43	1,779	0,00993
6	32	920,84	0,456	0,024	0,768	0,007	452,85	1,775	0,00871
7	8	241,56	0,365	0,019	0,773	-0,005	-679,28	1,768	0,00416
9	1	43,44	0,313	0,016	0,776	-0,003	-198,12	1,773	0,00854
10	2	71,74	0,317	0,017	0,775	0,001	28,30	1,776	0,01989
11	8	241,56	0,369	0,019	0,773	0,002	169,82	1,775	0,00664
12	32	920,84	0,487	0,025	0,767	0,006	679,28	1,773	0,00498
13	64	1826,54	0,664	0,035	0,757	0,01	905,71	1,767	0,00625



## **ANEXO F – Análise Granulométrica das Amostras Após a Realização do Ensaio**

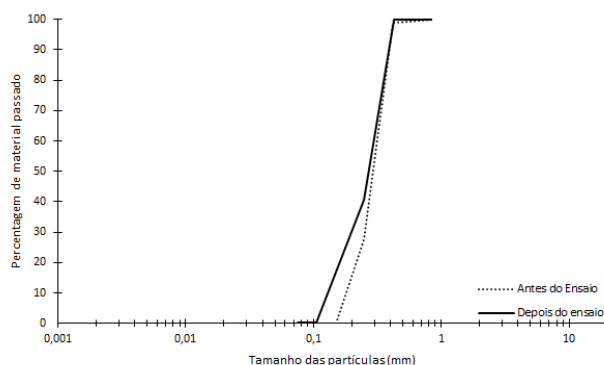
No presente anexo encontram-se as análises granulométricas da areia de Coimbra após a realização do ensaio de carregamento uniaxial.

Para cada ensaio é apresentada uma tabela com os resultados da peneiração e um gráfico com as duas curvas de distribuição granulométrica do Lote 2, antes e depois de realizado o ensaio, a fim de verificar a quebra das partículas. Cada secção refere-se ao seguinte ensaio:

- F.1. Análise granulométrica PS40CD\_3;
- F.2. Análise granulométrica PS40CD\_4;
- F.3. Análise granulométrica PS40CD\_5;
- F.4. Análise granulométrica PS40CD\_6;
- F.5. Análise granulométrica PS40CDR\_1;
- F.6. Análise granulométrica PS40CDR\_2;
- F.7. Análise granulométrica PS40CDR\_3;
- F.8. Análise granulométrica PS40CD\_7;
- F.9. Análise granulométrica PS70CD\_1;
- F.10. Análise granulométrica PS70CD\_2;
- F.11. Análise granulométrica PS70CDR\_1;
- F.12. Análise granulométrica PS70CDR\_2;
- F.13. Análise granulométrica PS70CDR\_3;
- F.14. Análise granulométrica PS70CD\_3;
- F.15. Análise granulométrica SA40CD\_1;
- F.16. Análise granulométrica SA40CD\_2;
- F.17. Análise granulométrica SA40CD\_3;
- F.18. Análise granulométrica SA70CD\_1;
- F.19. Análise granulométrica SA70CD\_2;
- F.20. Análise granulométrica CH40CD\_1;
- F.21. Análise granulométrica CH40CD\_2;
- F.22. Análise granulométrica CH70CD\_1;
- F.23. Análise granulométrica CH70CD\_2.

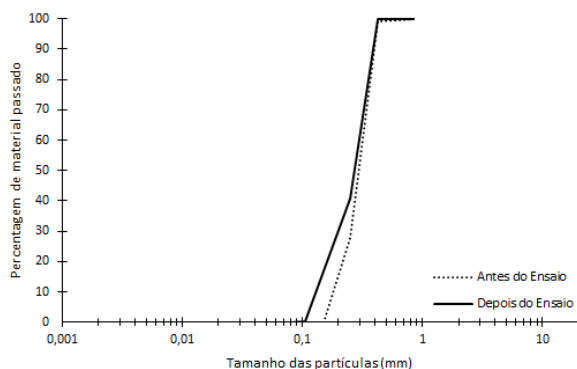
### F.1. Análise granulométrica PS40CD\_3

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,88	340,34	305,05	289,22	275,33
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,88	340,37	368,53	332,64	275,42
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,03	63,48	43,42	0,09
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,03	59,22	40,51	0,08
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,03	59,25	99,76	99,84
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,97	40,75	0,24	0,16
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	107,19	107,16	43,68	0,26	0,17



### F.2. Análise granulométrica PS40CD\_4

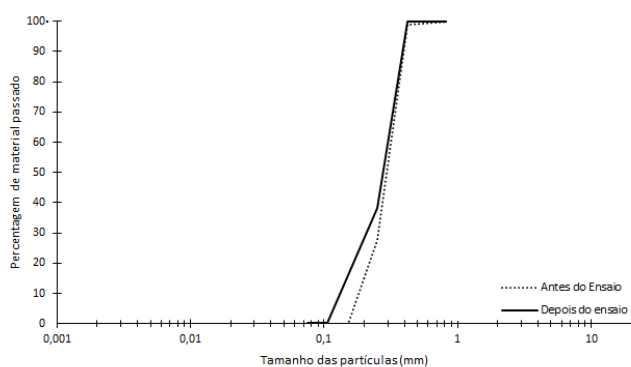
Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,88	340,34	305,05	289,22	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,88	340,5	368,93	332,88	275,5
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,16	63,88	43,66	0,18
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,15	59,16	40,44	0,17
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,15	59,31	99,75	99,92
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,85	40,69	0,25	0,08
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	107,97	107,81	43,93	0,27	0,09





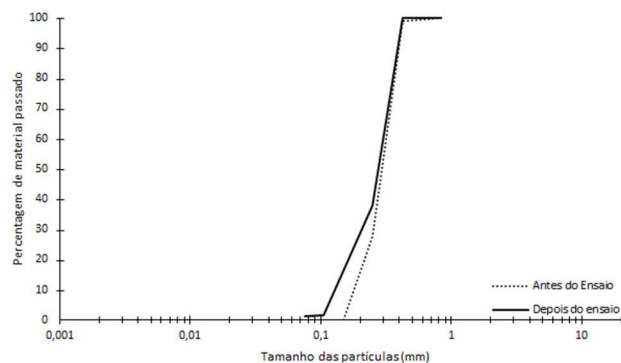
## F.3. Análise granulométrica PS40CD\_5

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,37	305,24	289,22	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,56	370,91	329,76	275,56
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,19	65,67	40,54	0,24
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,18	61,48	37,96	0,22
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,18	61,66	99,62	99,84
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,82	38,34	0,38	0,16
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	106,81	106,62	40,95	0,41	0,17



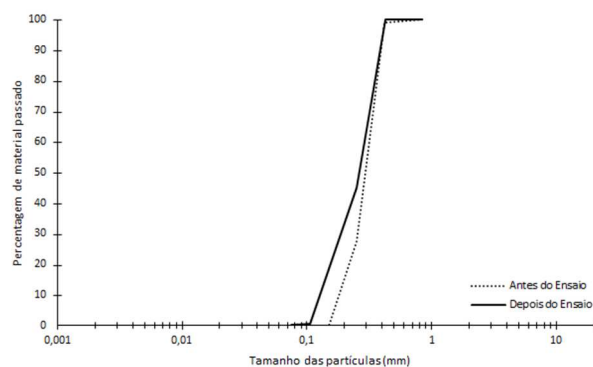
## F.4. Análise granulométrica PS40CD\_6

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,86	340,38	305,22	289,17	275,37
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,86	340,54	372,56	328,68	275,49
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,16	67,34	39,51	0,12
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,15	61,95	36,35	0,11
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,15	62,1	98,45	98,56
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,85	37,9	1,55	1,44
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,7	108,54	41,2	1,68	1,57



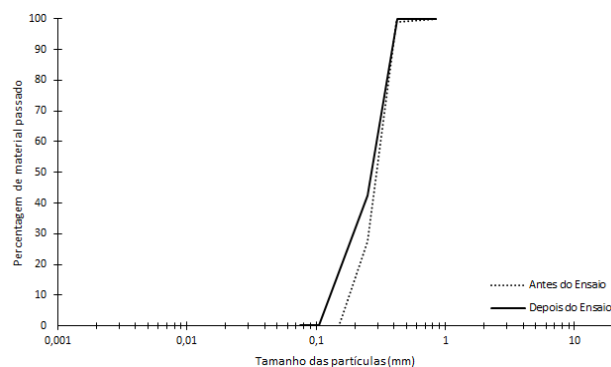
### F.5. Análise granulométrica PS40CDR\_1

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,36	305,18	289,19	275,33
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,45	364,55	337,23	275,56
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,09	59,37	48,04	0,23
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,08	54,97	44,48	0,21
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,08	55,05	99,53	99,74
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,92	44,95	0,47	0,26
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,01	107,92	48,55	0,51	0,28



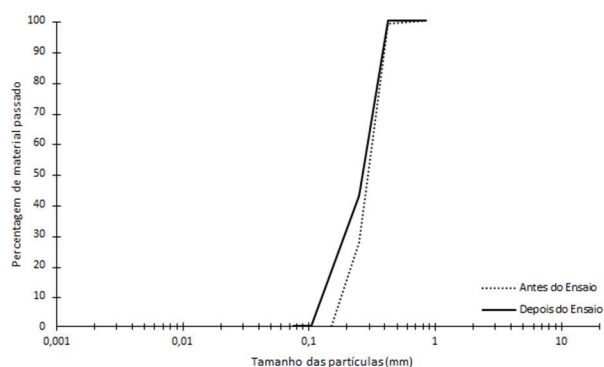
### F.6. Análise granulométrica PS40CDR\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,37	305,17	289,22	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,51	366,59	334,61	275,4
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,14	61,42	45,39	0,08
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,13	57,33	42,37	0,07
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,13	57,46	99,83	99,9
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,87	42,54	0,17	0,1
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	107,13	106,99	45,57	0,18	0,11



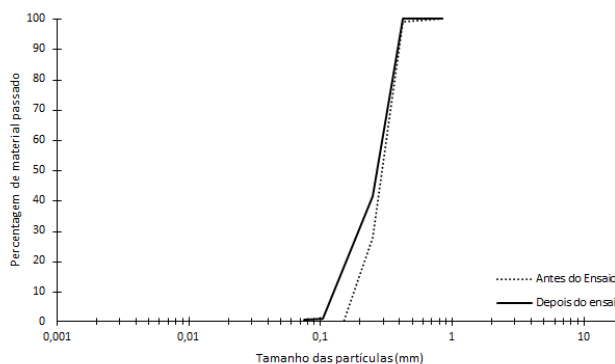
## F.7. Análise granulométrica PS40CDR\_3

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,37	305,17	289,22	275,34
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,52	366,68	334,62	275,51
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,15	61,51	45,4	0,17
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,14	57,23	42,24	0,16
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,14	57,37	99,61	99,77
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,86	42,63	0,39	0,23
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	107,48	107,33	45,82	0,42	0,25



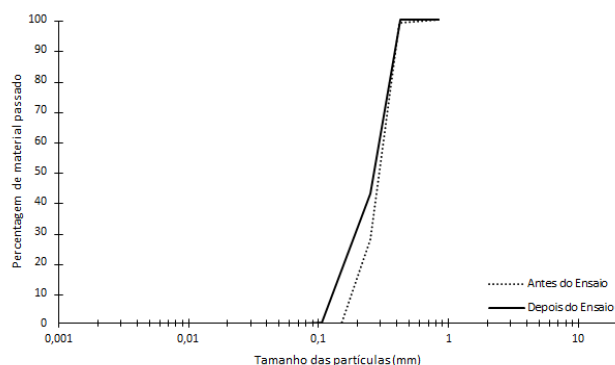
## F.8. Análise granulométrica PS40CD\_7

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,89	340,35	305,11	289,21	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,89	340,5	368,33	333,11	275,82
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,15	63,22	43,9	0,5
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,14	58,39	40,54	0,46
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,14	58,53	99,07	99,53
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,86	41,47	0,93	0,47
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,28	108,13	44,9	1,01	0,51



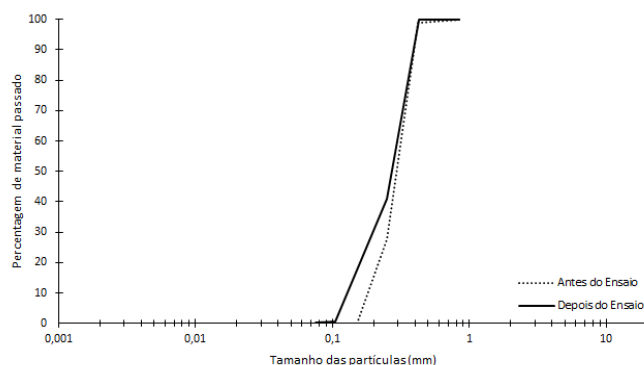
### F.9. Análise granulométrica PS70CD\_1

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,34	305,14	289,18	275,34
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,54	371,02	338,53	275,42
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,2	65,88	49,35	0,08
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,17	56,98	42,68	0,07
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,17	57,15	99,83	99,9
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,83	42,85	0,17	0,1
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	115,62	115,42	49,54	0,2	0,12



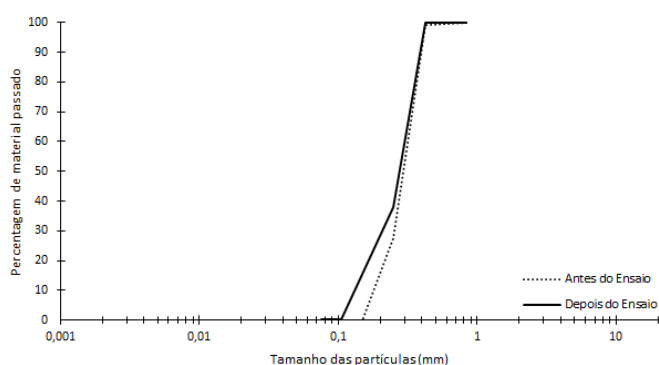
### F.10. Análise granulométrica PS70CD\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,89	340,37	305,13	289,22	275,35
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,89	340,51	374,04	336,43	275,58
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,14	68,91	47,21	0,23
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,12	58,93	40,37	0,2
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,12	59,05	99,42	99,62
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,88	40,95	0,58	0,38
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	116,93	116,79	47,88	0,68	0,44



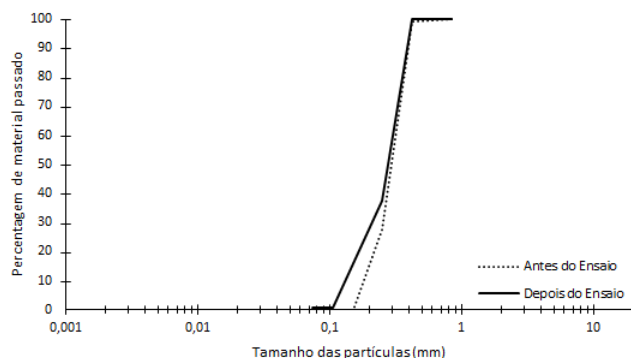
## F.11. Análise granulométrica PS70CDR\_1

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,89	340,34	305,17	289,25	275,42
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,89	340,63	376,37	332,21	275,53
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,29	71,2	42,96	0,11
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,25	61,97	37,39	0,1
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,25	62,22	99,61	99,71
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,75	37,78	0,39	0,29
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	114,89	114,6	43,41	0,45	0,33



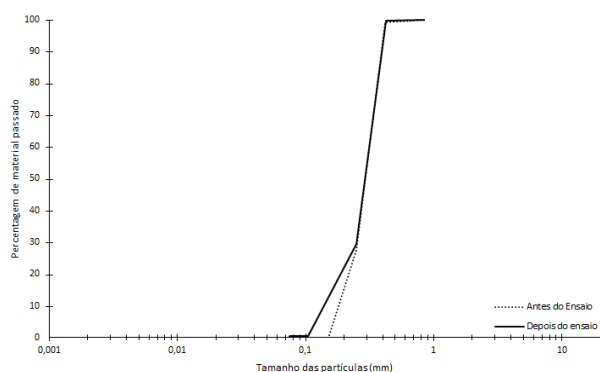
## F.12. Análise granulométrica PS70CDR\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,86	340,34	305,17	289,25	275,34
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,86	340,66	378,38	332,22	275,64
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,32	73,21	42,97	0,3
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,27	62,29	36,56	0,26
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,27	62,56	99,12	99,38
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,73	37,44	0,88	0,62
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	117,53	117,21	44	1,03	0,73



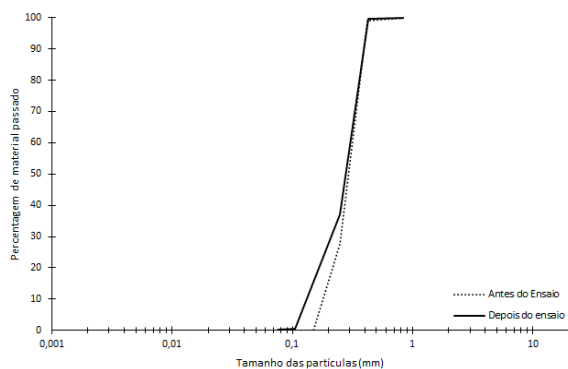
### F.13. Análise granulométrica PS70CDR\_3

Análise Granulométrica						
Peneiro n.º		20	40	60	140	200
Malha (mm)		0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)		361,89	340,36	305,17	289,2	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)		361,89	340,67	386,54	322,55	275,41
Massa do material retido (g)	m <sub>x</sub>	0	0,31	81,37	33,35	0,09
% material retido	n <sub>x</sub> =m <sub>x</sub> *100/m <sub>b</sub>	0	0,27	70,4	28,85	0,08
% retidos acumulados	n' <sub>x</sub>	0	0,27	70,67	99,52	99,6
% passados	n'' <sub>x</sub> =100-n' <sub>x</sub>	100	99,73	29,33	0,48	0,4
% passados (total)	N'' <sub>x</sub> =n'' <sub>x</sub> *N'' <sub>10</sub> /100	115,59	115,28	33,9	0,55	0,46



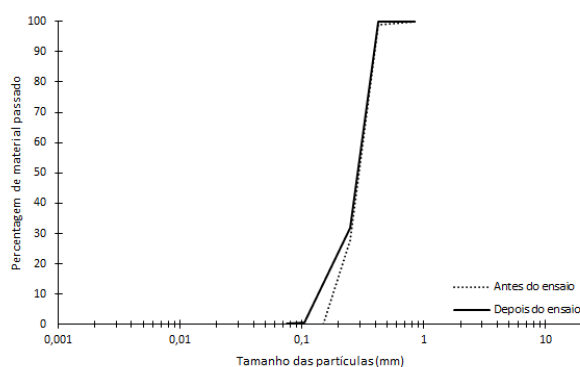
### F.14. Análise granulométrica PS70CD\_3

Análise Granulométrica						
Peneiro n.º		20	40	60	140	200
Malha (mm)		0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)		361,89	340,34	305,17	289,25	275,34
Massa do peneiro com a amostra (g)		361,89	340,65	378,37	332,21	275,63
Massa do material retido (g)                    m <sub>x</sub>		0	0,31	73,2	42,96	0,29
% material retido                                    n <sub>x</sub> =m <sub>x</sub> *100/m <sub>b</sub>		0	0,26	62,51	36,68	0,25
% retidos acumulados                            n' <sub>x</sub>		0	0,26	62,77	99,45	99,7
% passados    n'' <sub>x</sub> =100-n' <sub>x</sub>		100	99,74	37,23	0,55	0,3
% passados (total)                                N'' <sub>x</sub> =n'' <sub>x</sub> *N'' <sub>10</sub> /100		117,11	116,81	43,6	0,64	0,35



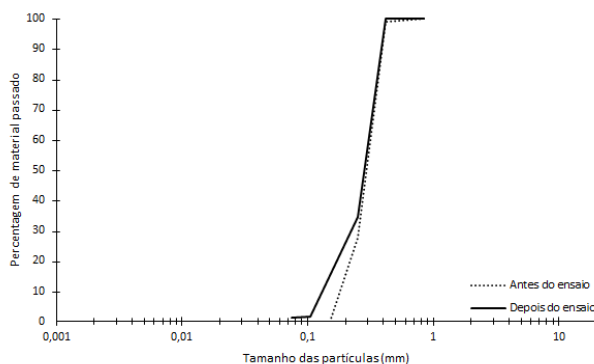
## F.15. Análise granulométrica SA40CD\_1

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,85	340,33	305,11	289,21	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,63	377,78	322,69	275,95
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,3	72,67	33,48	0,63
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,28	67,74	31,21	0,59
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,28	68,02	99,23	99,82
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,72	31,98	0,77	0,18
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,06	107,76	34,56	0,83	0,19



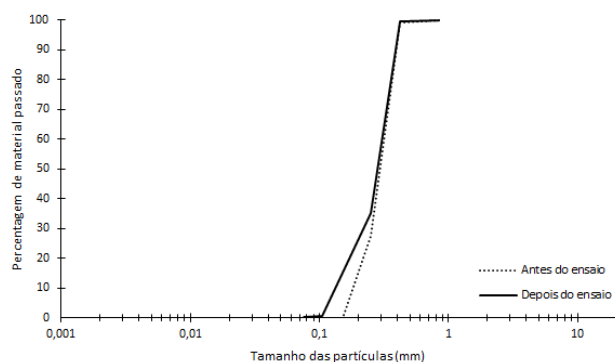
## F.16. Análise granulométrica SA40CD\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,84	340,32	305,1	289,22	275,32
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,84	340,56	375,69	324,56	275,81
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,24	70,59	35,34	0,49
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,22	65,32	32,7	0,45
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,22	65,54	98,24	98,69
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,78	34,46	1,76	1,31
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,06	107,82	37,24	1,9	1,42

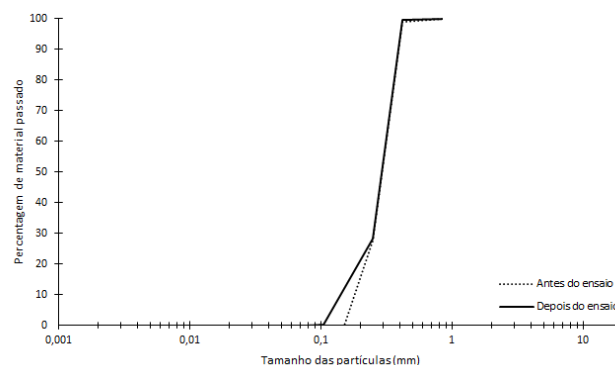


**F.17. Análise granulométrica SA40CD\_3**

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,62	305,07	289,18	275,33
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	341,01	374,54	326,48	275,76
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,39	69,47	37,3	0,43
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,36	64,45	34,6	0,4
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,36	64,81	99,41	99,81
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,64	35,19	0,59	0,19
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,06	107,67	38,03	0,64	0,21

**F.18. Análise granulométrica SA70CD\_1**

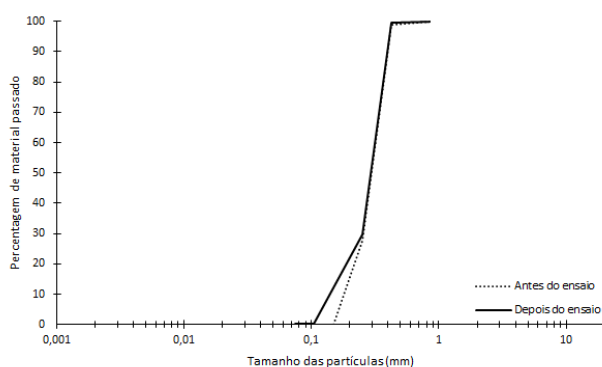
Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,84	340,31	305,15	289,18	285,21
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,84	340,67	387,8	321,41	285,56
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,36	82,65	32,23	0,35
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,31	71,45	27,86	0,3
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,31	71,76	99,62	99,92
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,69	28,24	0,38	0,08
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	116,14	115,78	32,8	0,44	0,09





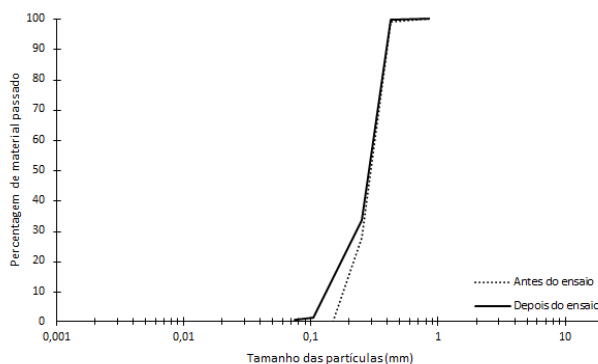
## F.19. Análise granulométrica SA70CD\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,3	305,08	289,18	285,2
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,78	385,87	323,16	285,54
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,48	80,79	33,98	0,34
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,41	69,8	29,36	0,29
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,41	70,21	99,57	99,86
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,59	29,79	0,43	0,14
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	116,14	115,66	34,6	0,5	0,16



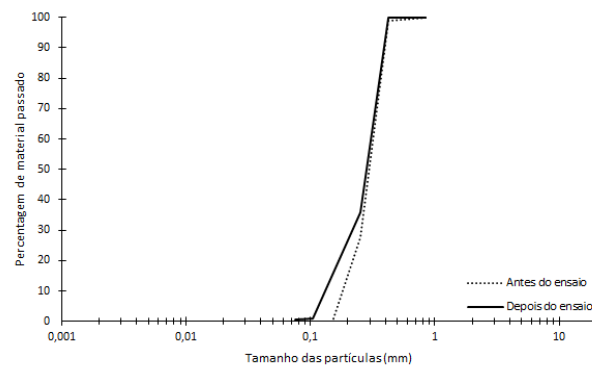
## F.20. Análise granulométrica CH40CD\_1

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,34	305,13	289,22	275,35
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,73	376,05	323,87	275,96
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,39	70,92	34,65	0,61
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,36	66,12	32,3	0,57
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,36	66,48	98,78	99,35
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,64	33,52	1,22	0,65
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,06	107,67	36,22	1,32	0,7



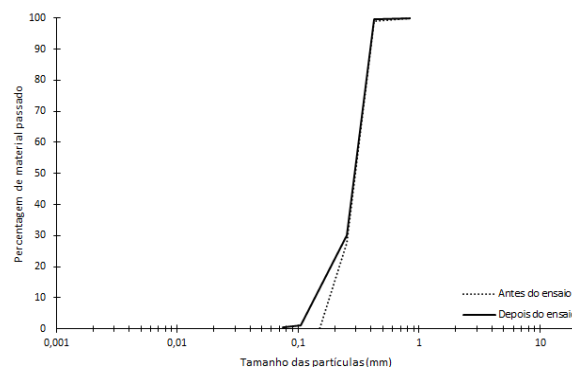
## F.21. Análise granulométrica CH40CD\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,85	340,32	305,07	289,18	285,23
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,85	340,59	373,88	326,48	285,73
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,27	68,81	37,3	0,5
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,25	64	34,69	0,47
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,25	64,25	98,94	99,41
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,75	35,75	1,06	0,59
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	108,06	107,79	38,63	1,15	0,64



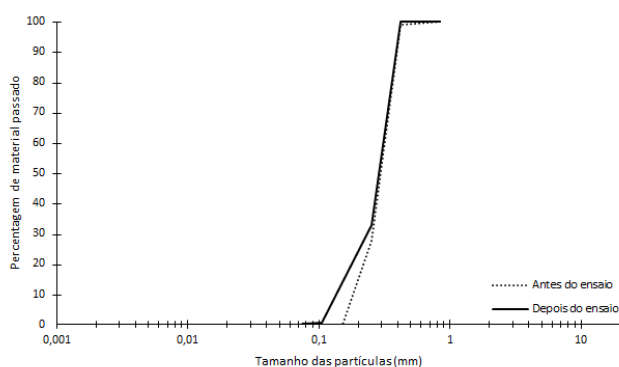
## F.22. Análise granulométrica CH70CD\_1

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	<b>0,840</b>	<b>0,425</b>	<b>0,250</b>	<b>0,105</b>	<b>0,075</b>
Massa do peneiro (g)	361,86	340,32	305,06	289,21	285,18
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,86	340,84	385,6	322,98	285,68
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,52	80,54	33,77	0,5
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,45	69,4	29,1	0,43
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,45	69,85	98,95	99,38
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,55	30,15	1,05	0,62
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	116,14	115,62	35,02	1,22	0,72



## F.23. Análise granulométrica CH70CD\_2

Análise Granulométrica					
Peneiro n.º	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,82	340,33	305,08	289,18	285,18
Massa do peneiro com a amostra (g)	361,82	340,65	382,38	326,55	285,63
Massa do material retido (g) $m_x$	0	0,32	77,3	37,37	0,45
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	0,28	66,87	32,33	0,39
% retidos acumulados $n'_x$	0	0,28	67,15	99,48	99,87
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	99,72	32,85	0,52	0,13
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	116,14	115,81	38,15	0,6	0,15





## ANEXO G - Quantificação da Quebra das Partículas

No anexo G são apresentados os resultados dos índices de quebra individuais e globais, utilizados na quantificação da quebra das partículas das amostras do Lote 2, ensaiadas sob um carregamento uniaxial.

Neste anexo encontram-se duas secções, a primeira referente aos índices de quebra individuais, onde estão os resultados dos índices de quebra de Leslie (1963), Leslie (1975); Marsal (1965),  $B_{10}$ ,  $B_{15}$  e  $B_{50}$ . E a segunda relativa aos resultados dos índices de quebra globais das várias amostras pela aplicação do método de Hardin (1985).

### G.1. Índices de quebra individuais

Ensaio	Tensão máxima aplicada (kPa)	Leslie (1963)	Leslie (1975)	Marsal (1965)	$B_{10}$	$B_{15}$	$B_{50}$
PS40CD_3	920,84	0,17	4,77	13,12	0,11	1,16	1,10
PS40CD_4	920,84	0,18	4,75	13,06	0,11	1,16	1,10
PS40CD_5	920,84	0,31	3,99	10,71	0,10	1,14	1,08
PS40CD_6	920,84	1,48	4,59	10,27	0,11	1,16	1,07
PS40CDR_1	920,84	0,40	6,42	17,32	0,13	1,21	1,15
PS40CDR_2	920,84	0,10	5,36	14,91	0,11	1,18	1,12
PS40CDR_3	1826,54	0,32	5,54	15,00	0,12	1,19	1,12
PS40CD_7	7260,78	0,86	5,47	13,84	0,13	1,19	1,11
PS70CD_1	920,84	0,10	5,48	15,22	0,12	1,19	1,12
PS70CD_2	920,84	0,51	5,06	13,32	0,11	1,17	1,10
PS70CDR_1	1826,54	0,32	3,80	10,15	0,10	1,14	1,07
PS70CDR_2	1826,54	0,81	3,99	9,81	0,10	1,14	1,07
PS70CDR_3	1826,54	0,41	0,83	1,70	0,03	1,03	1,01
PS70CD_3	7260,78	0,48	3,70	9,60	0,10	1,14	1,07
SA40CD_1	7260,78	0,70	1,96	4,35	0,06	1,08	1,03
SA40CD_2	7260,78	1,69	3,49	6,83	0,10	1,12	1,04
SA40CD_3	7260,78	0,76	3,21	7,72	0,08	1,12	1,05
SA70CD_1	7260,78	0,31	0,37	0,61	0,01	1,02	1,01
SA70CD_2	7260,78	0,36	0,96	2,16	0,03	1,04	1,01
CH40CD_1	7260,78	1,15	2,80	5,89	0,08	1,10	1,04
CH40CD_2	7260,78	0,99	3,50	8,12	0,10	1,13	1,06
CH70CD_1	7260,78	0,98	1,49	2,52	0,04	1,05	1,02
CH70CD_2	7260,78	0,45	2,11	5,22	0,06	1,08	1,03

Ensaio	$\sigma'_v$ (kPa)	e	$D_{10}^f$	$D_{15}^f$	$D_{30}^f$	$D_{50}^f$	$D_{60}^f$
PS40CD_3	920,84	0,800	0,140	0,158	0,212	0,277	0,307
PS40CD_4	920,84	0,787	0,140	0,158	0,212	0,278	0,307
PS40CD_5	920,84	0,807	0,142	0,161	0,218	0,283	0,312
PS40CD_6	920,84	0,775	0,139	0,159	0,218	0,284	0,312
PS40CDR_1	920,84	0,786	0,136	0,152	0,201	0,266	0,298
PS40CDR_2	920,84	0,801	0,139	0,156	0,207	0,273	0,303
PS40CDR_3	1826,54	0,795	0,138	0,155	0,207	0,273	0,303
PS40CD_7	7260,78	0,782	0,137	0,155	0,209	0,276	0,306
PS70CD_1	920,84	0,669	0,138	0,155	0,206	0,272	0,303
PS70CD_2	920,84	0,650	0,139	0,157	0,211	0,277	0,307
PS70CDR_1	1826,54	0,679	0,142	0,162	0,220	0,285	0,313
PS70CDR_2	1826,54	0,642	0,141	0,161	0,220	0,285	0,313
PS70CDR_3	1826,54	0,669	0,153	0,178	0,253	0,301	0,326
PS70CD_3	7260,78	0,643	0,142	0,162	0,221	0,286	0,314
SA40CD_1	7260,78	0,786	0,148	0,171	0,241	0,297	0,322
SA40CD_2	7260,78	0,786	0,142	0,164	0,230	0,292	0,318
SA40CD_3	7260,78	0,786	0,144	0,165	0,228	0,290	0,317
SA70CD_1	7260,78	0,661	0,155	0,181	0,259	0,303	0,328
SA70CD_2	7260,78	0,661	0,152	0,177	0,251	0,301	0,326
CH40CD_1	7260,78	0,786	0,144	0,167	0,234	0,294	0,320
CH40CD_2	7260,78	0,786	0,142	0,163	0,226	0,289	0,316
CH70CD_1	7260,78	0,661	0,150	0,175	0,249	0,300	0,325
CH70CD_2	7260,78	0,661	0,148	0,170	0,237	0,295	0,321

## G.2. Índice de quebra global - Método de Hardin (1985)

Ensaio	Tensão máxima aplicada (kPa)	$B_p$	$B_t$	$B_r$
PS40CD_3	920,84	22,04	2,73	0,12
PS40CD_4	920,84	22,04	2,69	0,12
PS40CD_5	920,84	22,04	1,96	0,09
PS40CD_6	920,84	22,04	2,02	0,09
PS40CDR_1	920,84	22,04	3,04	0,14
PS40CDR_2	920,84	22,04	2,62	0,12
PS40CDR_3	1826,54	22,04	2,65	0,12
PS40CD_7	7260,78	22,04	2,52	0,11
PS70CD_1	920,84	22,04	2,66	0,12
PS70CD_2	920,84	22,04	2,41	0,11
PS70CDR_1	1826,54	22,04	1,86	0,08
PS70CDR_2	1826,54	22,04	1,84	0,08
PS70CDR_3	1826,54	22,04	0,53	0,02
PS70CD_3	7260,78	22,04	1,78	0,08
SA40CD_1	7260,78	22,04	0,96	0,04
SA40CD_2	7260,78	22,04	1,48	0,07
SA40CD_3	7260,78	22,04	1,43	0,06
SA70CD_1	7260,78	22,04	0,33	0,01
SA70CD_2	7260,78	22,04	0,55	0,02
CH40CD_1	7260,78	22,04	1,23	0,06
CH40CD_2	7260,78	22,04	1,6	0,07
CH70CD_1	7260,78	22,04	0,66	0,03
CH70CD_2	7260,78	22,04	1,08	0,05

## ANEXO H – Alteração das Propriedades Físicas e Mecânicas da Areia

No presente anexo, encontram-se os resultados do coeficiente de uniformidade, coeficiente de curvatura e coeficiente de permeabilidade, determinados para as amostras do Lote 2 da areia de Coimbra.

A determinação destes coeficientes com recurso a fórmulas semiempíricas foi realizada com a finalidade de verificar as alterações das propriedades físicas e mecânicas da areia de Coimbra, quando ocorre quebra das partículas provocada por um carregamento uniaxial.

Nas secções seguintes, são apresentadas as respetivas tabelas com os dados obtidos, na seguinte sequência:

- H.1. Alteração das propriedades físicas da areia de Coimbra;
- H.2. Alteração das propriedades mecânicas da areia de Coimbra.

### H.1. Alteração das propriedades físicas da areia de Coimbra

Ensaio	C <sub>u</sub>		C <sub>c</sub>	
	inicial	final	inicial	final
PS40CD_3	2,10	2,19	1,27	1,05
PS40CD_4	2,10	2,19	1,27	1,05
PS40CD_5	2,10	2,20	1,27	1,07
PS40CD_6	2,10	2,24	1,27	1,10
PS40CDR_1	2,10	2,19	1,27	1,00
PS40CDR_2	2,10	2,18	1,27	1,02
PS40CDR_3	2,10	2,20	1,27	1,02
PS40CD_7	2,10	2,23	1,27	1,04
PS70CD_1	2,10	2,20	1,27	1,01
PS70CD_2	2,10	2,21	1,27	1,04
PS70CDR_1	2,10	2,20	1,27	1,09
PS70CDR_2	2,10	2,22	1,27	1,10
PS70CDR_3	2,10	2,13	1,27	1,28
PS70CD_3	2,10	2,21	1,27	1,10
SA40CD_1	2,10	2,18	1,27	1,22
SA40CD_2	2,10	2,24	1,27	1,17
SA40CD_3	2,10	2,20	1,27	1,14
SA70CD_1	2,10	2,12	1,27	1,32
SA70CD_2	2,10	2,14	1,27	1,27
CH40CD_1	2,10	2,22	1,27	1,19
CH40CD_2	2,10	2,23	1,27	1,14
CH70CD_1	2,10	2,17	1,27	1,27
CH70CD_2	2,10	2,17	1,27	1,18

## H.2. Alteração das propriedades mecânicas da areia de Coimbra

Ensaio	$D_r$	$e$	Coeficiente de permeabilidade (m/s)	
			Areia solta Chapuis (2004)	Areia densa Gustafson (1983,1986)
PS40CD_3	36,84	0,800	1,80E-04	
PS40CD_4	39,95	0,787	1,75E-04	
PS40CD_5	35,17	0,807	1,89E-04	
PS40CD_6	42,82	0,775	1,67E-04	
PS40CDR_1	40,19	0,786	1,64E-04	
PS40CDR_2	36,6	0,801	1,78E-04	
PS40CDR_3	38,04	0,795	1,73E-04	
PS40CD_7	41,15	0,782	1,65E-04	
PS70CD_1	68,18	0,669		1,05E-04
PS70CD_2	72,73	0,650		1,07E-04
PS70CDR_1	65,79	0,679		1,11E-04
PS70CDR_2	74,64	0,642		1,11E-04
PS70CDR_3	68,18	0,669		1,21E-04
PS70CD_3	74,4	0,643		1,12E-04
SA40CD_1	40,19	0,786	1,95E-04	
SA40CD_2	40,19	0,786	1,79E-04	
SA40CD_3	40,19	0,786	1,84E-04	
SA70CD_1	70,1	0,661		1,23E-04
SA70CD_2	70,1	0,661		1,21E-04
CH40CD_1	40,19	0,786	1,84E-04	
CH40CD_2	40,19	0,786	1,79E-04	
CH70CD_1	70,1	0,661		1,21E-04
CH70CD_2	70,1	0,661		1,18E-04